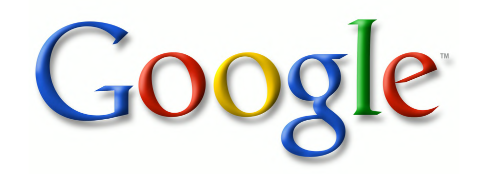


HANDBUCH

DER

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in fünf Teilen.

Erster Teil:

Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Strafsen- und Tunnelbau.

Herausgegeben

von

L. von Willmann.

Dritter Band.

Vierte vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1906

VORARBEITEN,

ERD-, GRUND-, STRASSEN- UND TUNNELBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften I. Teil.

Dritter Band.

Der Grundbau.

Bearbeitet von

L. von Willmann und C. Zschokke,

herausgegeben von

L. von Willmann,
o. Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

Vierte vermehrte Auflage.

Mit 304 Textabbildungen, vollständigem Sachverzeichnis und 14 lithographierten Tafeln.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1906

Vorwort zur vierten Auflage.

Gegenüber der dritten Auflage des Grundbaues, die als „dritte Abteilung des I. Bandes" vom Handbuch erschien, hat die vorliegende vierte Auflage, die den Grundbau als „dritten Band des I. Teils vom Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften" bringt, in den Bearbeitern und in der Stoffeinteilung keine Änderung erfahren, dagegen hat sich, den neueren Fortschritten entsprechend, eine Vermehrung des Stoffes ergeben, die sich schon durch die gröfsere Anzahl der Textabbildungen (304 gegenüber 214 in der dritten Auflage) zeigt.

Insbesondere war es die Verwendung des Betons und Eisenbetons, die, eine immer gröfsere Bedeutung für den Grundbau findend, ganz besonders berücksichtigt werden mufste. Dies geschah zunächst in dem neu eingefügten § 8 des I. Kapitels durch eine eingehende Behandlung der in neuerer Zeit mit gutem Erfolg angewendeten Betonpfählungen, die ihrer Ausführung entsprechend als „Beton-Stampfpfähle" und als „Beton-Rammpfähle" unterschieden wurden; sodann in dem über Beton- und Mörtelbestandteile handelnden § 17, der einer dem heutigen Stande der Wissenschaft entsprechenden Umarbeitung zu unterziehen war und endlich in verschiedenen Paragraphen des I. und II. Kapitels durch Berücksichtigung neuerer Ausführungen und Erfahrungen bei Grundbauten aus Beton und Eisenbeton.

Im übrigen wurde den einschlägigen Neuerungen, sowie einer vermehrten Übersichtlichkeit der Gesamtanordnung des Bandes möglichst Rechnung getragen und eine Fortführung der Literaturverzeichnisse bis auf die neuere Zeit bewirkt. Möge auch diese Auflage eine freundliche Aufnahme finden.

Darmstadt, den 26. Mai 1906.

L. von Willmann.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Erster Teil.

Übersicht des Inhaltes der vierten Auflage.

Erster Band.

Kap. I. **Vorarbeiten für Eisenbahnen und Strafsen.** Nach der in 1. und 2. Auflage von den Geheimen Bauräten E. Mackensen und R. Richard erfolgten Bearbeitung, in 3. und 4. Auflage neu bearbeitet von L. Oberschulte, weiland Königl. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D., Direktor der Akt.-Ges. für Bahn-Bau und Betrieb zu Frankfurt a. M. unter teilweiser Mitwirkung der Herren Henkes, Königl. Eisenbahn-Bau- und Betriebs-Inspektor in Magdeburg, und Puller, Ingenieur in Saarbrücken.

„ II. **Bauleitung.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von H. Wegele, Königl. Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor a. D., Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

Zweiter Band.

Kap. I. **Erd- und Felsarbeiten.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von L. von Willmann, Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

„ II. **Erdrutschungen.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von H. Wegele, Königl. Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor a. D., Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

„ III. **Stütz- und Futtermauern.** Von E. Häseler, Geh. Hofrat und Professor an der Techn. Hochschule zu Braunschweig.

Dritter Band.

Kap. I. **Grundbau unter Ausschlufs eingehender Behandlung der Druckluftgründungen.** Von L. von Willmann, Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt, unter Benutzung der von weiland Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer bearbeiteten 1. und 2. Auflage.

„ II. **Druckluftgründungen.** Von Prof. Conrad Zschokke, Ingenieur in Aarau.

Inhalts-Verzeichnis.

B. Die verschiedenen Arten der Gründungen.

C. Beschreibung einzelner Gründungsarten unter Ausschlufs der Druckluftgründung.

I. Fundamentaufbau und Flachgründung.

Seite

D. Anhang.

Tabellen.

Literatur.

II. Kapitel.

Druckluftgründungen.

Bearbeitet von Professor Conrad Zschokke, Ingenieur in Aarau.

(Mit Tafel VIII bis XIV und 77 Textabbildungen.)

I. Kapitel.

Der Grundbau

unter Ausschlufs eingehender Behandlung der Druckluftgründung.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

o. Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

(Mit Tafel I bis VII und 227 Textabbildungen.)

In der 1. und 2. Auflage wurde der gesamte Grundbau von weiland Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeitet.

Einleitung. Der Grundbau umfafst alle Bauausführungen, die einem Bauwerk eine feste, möglichst unnachgiebige, vom Wasser und von der Luft nicht zerstörbare Unterlage verschaffen sollen.

Von wesentlichem Einflufs auf die Wahl und Art der Ausführungsweise dieser „Grundbau“ oder „Fundament“ genannten Unterlage sind:

1. die Beschaffenheit des Baugrundes,
2. die Art des Bauwerkes,
3. die vorhandenen Wasserverhältnisse,
4. die zur Verfügung stehenden bezw. erforderlichen Baustoffe, Geräte und Vorrichtungen,
5. die Kosten, insofern man bestrebt sein wird, den gegebenen Verhältnissen entsprechend, die geeignetste und dabei wohlfeilste Ausführungsweise zu wählen.

Dementsprechend ist im Nachstehenden die Einteilung des Stoffes so gewählt worden, dafs zunächst im Abschnitt A.: Der Baugrund, die Baustoffe des Grundbaues, die vorbereitenden Arbeiten und Hilfsanlagen, sowie die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube besprochen werden, wobei jedoch die Behandlung der in den meisten Werken über Grundbau ausführlich gebrachten Wasserhaltungs- und Schöpfmaschinen, der Bagger, Rammen, Betonbereitungs- und anderer Maschinen, nur auf eine allgemeine Übersicht, die teils der Vollständigkeit wegen, teils um Anhaltspunkte für die Wahl der anzuwendenden Maschinen zu geben, erforderlich schien, beschränkt und im übrigen auf den IV. Teil des Handbuches, „Baumaschinen“, verwiesen wurde.

Im Abschnitt B. wird eine Übersicht der verschiedenen möglichen Arten der Gründungen und ihrer Anwendungen gegeben, während im Abschnitt C. die einzelnen Gründungsarten selbst, mit Ausnahme der in Kap. II dieses Bandes gesondert behandelten Druckluftgründungen, zur Besprechung gelangen.

In diesem, den einzelnen Gründungsarten gewidmeten Abschnitte C. wurden unter der Bezeichnung „Fundamentaufbau und Flachgründung" diejenigen einfacheren, meist älteren Gründungsarten zusammengefafst, bei denen die Fundamente von einer künstlich hergestellten oder vorhandenen, in den meisten Fällen nicht tief liegenden Grundfläche, die vor schädlichen Einflüssen des Wassers geschützt werden kann, gleich dem „aufgehenden" Mauerwerk von unten in die Höhe gebaut werden (Sand- und Steinschüttungen, Betongründung, Schwellrost, Senkkasten, Steinkistenbau, Mantelgründung). Da diese nicht tief hinabreichenden Fundamente bei Vorhandensein fliefsenden Wassers am meisten des Schutzes gegen Unterspülung bedürfen, so wurde diesen Gründungsarten die Besprechung der Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülung angegliedert.

Als zweiter Teil dieses Abschnittes C. ergab sich, im Gegensatz zum Fundamentaufbau und zur Flachgründung, die „Fundamentabsenkung und Tiefgründung", in welchem aufser dem Pfahlrost die Brunnen-, Röhren- und Kastengründung behandelt wurde, während die gleichfalls hierher gehörende Druckluftgründung, wie schon erwähnt, dem Kap. II zu eingehender Behandlung überwiesen ist.[1]) Wenn bei den hier zusammengefafsten Gründungsarten auch nur beim Pfahlrost und bei der Brunnengründung von einer eigentlichen Absenkung des Fundamentes selbst die Rede sein kann, so sind die Röhren- und Kastengründung doch auch zur Tiefgründung zu rechnen und haben aus diesem Grunde und wegen ihrer Verwandtschaft mit der Brunnengründung hier ihren Platz finden müssen. Diese Verwandtschaft in der Ausführungsweise ist so grofs, dafs diese Gründungsarten häufig miteinander verwechselt werden, während sie im vorliegenden Kapitel in den §§ 36 bis 38, ihrer Eigenart entsprechend, gesondert behandelt wurden. Die „Kastengründung", wohl zu unterscheiden von der im § 31 besprochenen Gründung mittels des mit einem Boden versehenen „Schwimm- oder Senkkastens", wurde als ein Sonderfall der Röhrengründung aufgefafst, da der Unterschied nur darin besteht, dafs statt einer Röhre ein oben und unten offener, vier- oder mehrseitig gestalteter Kasten als Schutzwand für das zu errichtende Mauerwerk bleibend in das Erdreich versenkt wird, während bei der im § 33 besprochenen „Mantelgründung" die in ähnlicher Weise als offener Kasten hergestellte Schutzwand, ganz oder wenigstens zum gröfseren Teil über das Erdreich hinausragend, den Zweck eines Fangdammes zu erfüllen hat.

Der leicht zu Mifsverständnissen führende, vielfach für die soeben auseinandergehaltenen, verschiedenartigen Zwecken dienenden Kasten verwendete Ausdruck „Senkkasten" wird durch obige Unterscheidung eindeutig. Ebenso wurde vermieden, für die zur Versenkung des Betons unter Wasser gebräuchlichen, mit Klappen versehenen Kasten den dafür gleichfalls häufig gebrauchten Namen „Senkkasten" zu gebrauchen.

In einem Anhange D. wurden endlich die „zusammengesetzten Gründungen", die „Ausbesserungsarbeiten" und ein auch die Kosten vergleichsweise berücksichtigendes Schlufswort angefügt, während die Besprechung der Kosten der einzelnen Gründungsarten tunlichst in den betreffenden Paragraphen Berücksichtigung fand.

Unter den zusammengesetzten Gründungen sind namentlich diejenigen hervorzuheben, die eine Vereinigung der Brunnen-, Röhren- oder Mantelgründung mit der Druckluftgründung aufweisen und damit einen Übergang zu dieser, dem Kap. II überwiesenen Gründungsart bilden.

---

[1]) Prof. Schmitt unterscheidet in ähnlicher Weise „aufgebaute" und „versenkte" Fundamente; vergl. Handbuch der Architektur, III. Teil, I. Bd., 3. Auflage. Stuttgart 1901.

A. Vorbereitende Arbeiten, Hilfsarbeiten und Baustoffe des Grundbaues.

§ 1. Der Baugrund und seine Untersuchung. Als erste Vorbedingung für die Ausführung eines Grundbaues ist die Kenntnis des Baugrundes und, falls diese nicht vorhanden, die Untersuchung des Bodens anzusehen, damit auf Grund von Erfahrungen, oder auf Grund besonderer Beobachtungen nicht allein Schlüsse auf die Tragfähigkeit des Bodens, auf das Verhalten desselben nach der Belastung durch das aufzuführende Bauwerk und auf eine etwaige gleichmäfsige Absenkung, auf ein „Setzen“ des Gebäudes in den Fundamenten gezogen werden können, sondern auch die den Verhältnissen möglichst angepafste und daher günstigste Gründungsart (s. § 23 bis 26) in Aussicht genommen werden kann.

1. Der Baugrund. Als guter Baugrund sind die meisten Arten von gewachsenem Fels, Kies, Sand, trockener Ton- und Lehmboden anzusehen, wenn sie in genügend starken Schichten vorhanden sind. Als mittlerer Baugrund gilt nasser Ton und Lehm, sowie Sandboden, der mit Ton und Lehm gemischt ist, weil hier bereits besondere Mafsnahmen zu treffen sind, wenn die Errichtung schwerer Bauwerke in Frage kommt. Schlechter, unzuverlässiger Baugrund sind Mutterboden (Humus), Torf, Moor und aufgeschütteter Boden.

a) Geschlossener Felsen hat bei einer Mächtigkeit von etwa 3 bis 4 m und bei annähernd wagerechter Lage der Schichten in der Regel eine für die meisten Bauzwecke ausreichende Tragfähigkeit. Mitunter indessen ist er zerklüftet, ungleichmäfsig, in den einzelnen Teilen nicht genügend unterstützt und wird dadurch unsicher. Nicht selten ruhen die Gesteinsmassen auf Tonschichten, die in ihren oberen Teilen von Wasseradern durchzogen und dadurch erweicht werden. Solches Vorkommen wird am bedenklichsten, wenn die Schichten eine geneigte Lage haben und auf künstlichem oder natürlichem Wege blofsgelegt werden, wie es bei Talbildungen, bei künstlichen Abträgen und dergl. eintreten kann. Neben einer Bewegung in lotrechtem Sinne ist dann mehr noch ein seitliches Rutschen der Schichten zu befürchten (vergl. Bd. 2, Kap. II, § 2 u. 4).

In Gegenden, wo Bergbau getrieben wird, kann der Felsen seine natürliche Unterstützung durch den Abbau der Flötze verlieren. Derartige Fälle sind namentlich bei der Steinkohlengewinnung häufig, wo grofse Massen entfernt werden und leicht Einsenkungen entstehen. Bei wichtigen Bauten hat man derartige leere Räume sorgfältig auszufüllen, so dafs künstliche Stützen gebildet werden. Auch kann es sich ereignen, dafs durch Brunnenanlagen oder Wasserleitungen Wasserbewegungen entstehen, welche weiche Bodenschichten unter dem Felsen allmählich fortwaschen und dadurch eine Senkung verursachen. Endlich ist noch die äufsere Einwirkung der Luft und des Wassers zu berücksichtigen, welcher manche Felsarten unterworfen sind. Wo eine Verwitterung bereits stattgefunden hat, wird man, soweit diese reicht, die loseren Schichten abarbeiten, späteren Einwirkungen aber durch geeignete Schutzmafsregeln entgegenwirken.

Genaue Untersuchungen sind nach allen diesen Richtungen hin erforderlich und haben sich namentlich auch darauf zu erstrecken, ob beim Vorfinden von Gesteinsmassen diese wirklich geschlossenem Felsen angehören oder nur lose durch starke Fluten oder Gletscherbewegungen herbeigeführte Geschiebe oder Moränenbildungen sind.

b) Kies, der, aus Ablagerungen bei starken Wasserbewegungen entstanden, in der Regel eine sehr feste Lagerung der Teile zeigt, ist bei einer Mächtigkeit von 3 bis 4 m meist ein zuverlässiger Baugrund. Die Sicherungen des Fundamentes gegen Frost

und gegen äufsere Einwirkungen des Wassers dürfen aber auch hier nicht aufser acht gelassen werden. Eine nachteilige Wirkung durch Quellen ist nicht sehr zu befürchten, indessen darf der Kiesboden doch nicht zu kräftigem Wasserandrange ausgesetzt werden, da sonst eine schädliche Auflockerung eintreten kann. Wo eine tiefe Gründung unter Wasser in Kiesboden vorgenommen werden mufs, ist deshalb, auch schon um das beschwerliche und kostspielige Wasserschöpfen zu umgehen, die Versenkung von Beton ohne Trockenlegung der Baugrube am Platz (vergl. § 26 unter 2. und § 29).

c) Festgelagerter Sand, sofern er gegen seitliche Bewegung und gegen Stromangriffe genügend zu schützen ist, gilt als guter Baugrund. Seine Tragfähigkeit nimmt bei genügender Mächtigkeit mit der Tiefe in hohem Grade zu, indem die einzelnen Sandteilchen einen um so stärkeren Druck und eine um so gröfsere Reibung erfahren, je höher die Schichten darüber sind.[2]) Dabei verteilen die Sandkörner den Druck sehr gleichmäfsig, so dafs der Sand, wie schon erwähnt, zu künstlichen Gründungen (Sandschüttungen), um den Druck bei wenig tragfähigem Boden auf eine möglichst grofse Fläche zu verbreiten, besonders geeignet erscheint. Dem Angriff des fliefsenden Wassers setzt der Sand bei dem geringen Gewicht der einzelnen Teilchen einen nur geringen Widerstand entgegen. Bei Gründungen in solchem Boden ist daher jedes starke Wasserschöpfen, welches eine Auflockerung des Grundes zur Folge hat, zu vermeiden. Das Versenken von Beton, um dadurch ein wasserdichtes Bett zu erhalten, ist deshalb auch hier ein zweckmäfsiges Verfahren.

Die leichte Beweglichkeit des Sandes macht ferner eine sichere Umschliefsung durch dichte und tiefe Spundwände oder eine Steinschüttung überall da erforderlich, wo ein Stromangriff und damit eine Unterspülung zu befürchten ist. Zur gröfseren Sicherheit in solchen Fällen treibt man auch, um nicht den ganzen Grundbau sehr tief legen zu müssen, Pfähle bis zu Schichten hinab, die der Gefahr des Stromangriffs nicht mehr ausgesetzt sind. Die Pfähle lassen sich in den Sand gut und gleichmäfsig eintreiben und stehen, weil der Sand nicht elastisch ist, sehr fest.

Bei Trieb- und Flugsand tritt die Leichtbeweglichkeit der Teilchen in erhöhtem Mafse auf und erfordert, wo auf solchem Boden gegründet werden mufs, besondere Vorsichtsmafsregeln. Auf der anderen Seite erleichtert die Beweglichkeit des Sandes bei gewissen Gründungsarten das Hinabführen der Fundamente auf grofse Tiefen und hat zu dem Verfahren Veranlassung gegeben, durch künstliche Wasserspülung den Sandboden unter den zu versenkenden Grundbaukörpern zu entfernen und dadurch das Hinabgehen dieser letzteren zu beschleunigen. Die dabei entstehenden leeren Räume füllen sich, sobald die Spülung aufhört, sehr schnell wieder mit den leicht beweglichen Sandteilchen aus, die den Körper fest umlagern und damit das Gleichgewicht in den unteren Schichten wieder herstellen.

d) Der Ton bildet im Gegensatz zu dem, aus einzelnen starren Teilchen bestehenden, durchlässigen Sandboden eine zusammenhängende, zähe, mehr oder weniger zusammendrückbare Masse, die dem Eindringen des Wassers in ihrer natürlichen Lagerung meist widersteht. Letztere Eigenschaft macht den Ton auch zur künstlichen Herstellung eines wasserdichten Abschlusses anwendbar.

Ist der Ton steif, enthält er kein freies Wasser, so besitzt er bei einer Mächtigkeit von etwa 3 m meist schon eine für die gewöhnlichen Bauzwecke ausreichende

---

[2]) Hagen nimmt an, dafs die Last, welche eine gewisse Grundfläche tragen kann, dem Quadrate der Tiefe der Einsenkung proportional ist.

Tragfähigkeit. Auch in solchem Zustande zeigt er wohl eine gewisse Prefsbarkeit, die aber sehr gering und durch ihre Gleichmäfsigkeit unschädlich ist. Durch Aufnahme von Wasser wird der Ton weicher, nachgiebiger, weniger dicht, und verliert damit die Eigenschaften eines guten Baugrundes. Die oberen Schichten eines solchen Tons kann man durch Einstampfen von Steinen, Eintreiben von Pfählen u. s. w. (vergl. § 3) verdichten und auf solche Weise auch weicheren Boden, wenn nur genügend feste Schichten darunter liegen, zum Tragen grofser Lasten fähig machen.

e) Lehm, Letten und die aus Sand und Ton gemischten Bodenarten haben je nach dem Vorherrschen des einen oder des anderen Bestandteiles mehr die Eigenschaften des Tones oder des Sandes. Ihre Tragfähigkeit ist von den besonderen Verhältnissen abhängig.

f) Aus Trümmern von Gebirgen und fetten Erdarten gemengter Boden zeigt bei ausreichender Trockenheit und Mächtigkeit und bei beträchtlicher Ausdehnung häufig die Eigenschaften eines guten Baugrundes.

Bei allen diesen Bodenarten ist die Möglichkeit einer seitlichen Bewegung der das Bauwerk aufnehmenden Schichten in Erwägung zu ziehen, die bei geneigter Lage der Schichten leicht infolge der Ablagerung fetter Bestandteile, bei reichlichem Wassergehalt oder durch Erweichung einzelner Schichten durch später hinzutretendes Wasser, kurz durch die Bildung von Rutschflächen, entstehen kann (s. Bd. 2, Kap. II).

g) Humus, Torf und Moor, die durch Mischung mit Pflanzenstoffen weich und veränderlich sind, ferner manche fette Bodenarten, namentlich in Verbindung mit Sand, die durch reichlichen Wassergehalt aufgelöst und damit wenig widerstandsfähig geworden sind (Schlamm), endlich Bodenarten, welche durch Erdarbeiten bereits aus ihrer natürlichen Lage gebracht wurden, wie Ackergrund und aufgeschütteter Boden, sind, mit Ausnahme der zu künstlichen Gründungen benutzten reinen Sandschüttungen, schlechter Baugrund und müssen abgehoben, durchteuft oder durch eine künstliche Befestigung zur Aufnahme der zugemuteten Belastung geeignet gemacht werden.

2. Die **Untersuchung des Baugrundes** hat sich auf die Aufeinanderfolge und Lagerung der einzelnen Bodenschichten, auf ihre Mächtigkeit, ihre Tragfähigkeit und ihr Verhalten gegen äufsere Einwirkungen, namentlich der Luft und des Wassers, zu erstrecken.[3])

Liegen über diese Punkte besondere Erfahrungen vor, etwa aus Gründungen in der Nähe der betreffenden Baustelle, oder hat man es mit einfachen, untrüglichen geologischen Verhältnissen zu tun, so können häufig die besonderen Bodenuntersuchungen unterbleiben. In allen zweifelhaften Fällen werden sie aber in sorgfältigster Weise erforderlich. Die Mittel bezw. Geräte, deren man sich dabei bedient, sind:

a) Das Ausgraben,
b) das Sondieren mittels des Sondiereisens,
c) das Bohren mittels der Erdbohrer,
d) das Schlagen von Probepfählen,
e) das Belasten.

---

[3]) Der Einsturz des Brückenpfeilers der im Bau begriffenen neuen Cornwall-Brücke ist, wie nachträglich angestellte Bohrungen erwiesen, dadurch hervorgerufen worden, dafs die unter dem Pfeiler befindliche, als „fest" vorausgesetzte Schicht nur eine Stärke von 0,61 m hatte und der Bohrer, bei der nachträglichen Untersuchung, nach ihrer Durchdringung 4,27 m tief einsank, ohne auf festen Boden zu treffen (Engng. news 1898, Nov. S. 289).

Die unter d) und e) angeführten Ermittelungen ergeben keine Auskunft über die Art und die Schichtung des Baugrundes, dagegen sind sie für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Belastung (der sogenannten Tragfähigkeit) von grofser Wichtigkeit und werden im nächsten Paragraphen zur Besprechung gelangen (s. S. 12 ff.).

Die allgemeinen, auch für den Grundbau geltenden, Gesichtspunkte für die Ermittelungen unter a) bis c) sind im 2. Bande dieses Teiles vom Handbuch im § 3, S. 13 des Kap. I „Erdbau" gelegentlich der die Vorarbeiten des Erdbaues betreffenden Erörterungen besprochen worden, so dafs hier nur noch auf die Ausführung der dort angedeuteten, insbesondere für Gründungszwecke erforderlichen Bodenuntersuchungen näher einzugehen ist.

a) Das Ausgraben gibt den sichersten Aufschlufs über die Bodenbeschaffenheit, ist aber unter Wasser nur bis zu einer geringen Tiefe ausführbar.

Über die Anordnung von Versuchsschächten vergl. § 3, Kap. I des 2. Bandes, S. 15.

b) Das Sondieren erfolgt mit Hülfe sogenannter Sondiereisen (Visitiereisen) und geschieht vorzugsweise zur Bestimmung der Tiefenlage des festen Baugrundes. Das Sondiereisen besteht gewöhnlich aus einer 2 bis 4 cm starken Eisenstange, die von mehreren Arbeitern durch Drehen und Stofsen in den Boden eingetrieben wird. Sie erhält oben einen Knopf oder Bügel zum Herausziehen oder eine Hülse zum Anbringen eines Dreharmes. Für grofse Tiefen schraubt man sie wohl aus mehreren Stücken zusammen. Beim Gebrauch der Sondierstange kann man aus ihrem Verhalten während des Stofsens und aus den beim Herausziehen am Eisen haften bleibenden Spuren auf die Beschaffenheit des Bodens schliefsen. Die damit zu erreichenden Ergebnisse sind indessen ungenau und unsicher.

Ungleich vollkommenere Vorrichtungen sind in dieser Hinsicht die Erdbohrer.

c) Das Bohren erfolgt mit Hülfe von Erdbohrern, die aus dem eigentlichen Bohrer, d. h. dem den Boden unmittelbar angreifenden, angeschärften Teil und der daran befestigten, bis über das Gelände reichenden Bohrstange oder dem „Gestänge" bestehen. Letzteres wird, um zu grofses Gewicht zu vermeiden, zuweilen durch ein Seil ersetzt (Seilbohrer).

Beim Hinabtreiben des Erdbohrers wird durch letzteren der Boden in kleinen Massen herausgeschafft und dadurch, sowie aus der Tiefe des Loches, die Kenntnis der Bodenschichten erlangt.

Sind die Bohrlöcher durch leicht bewegliche Schichten zu treiben, in denen die Wände sich nicht halten würden, so ist eine Ausfütterung des Bohrloches durch Röhren erforderlich; ebenso in der Regel bei Bohrungen unter Wasser.

Unter den mannigfaltigen Formen und Einrichtungen der Bohrer kann man folgende 3 Arten unterscheiden:

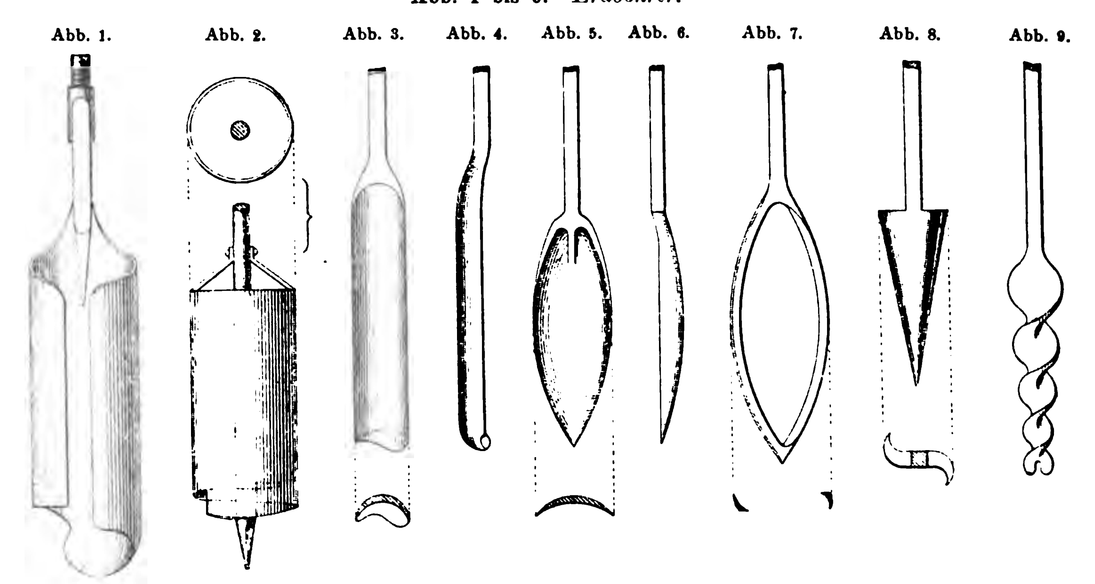
α. Die eigentlichen Erdbohrer, welche gedreht werden und dadurch wirklich bohren. Sie sind in den meisten Erdarten, Humus, Moor, Lehm, Ton, auf nicht zu grofse Tiefen auch in festem Kies und Sand und in manchem Gestein anwendbar.

β. Die Sandbohrer für halbflüssige Erde, Sand und Kies, welche teils gedreht, teils gestofsen werden und den Boden gleichsam schöpfen.

γ. Die Steinbohrer zum Zermalmen bezw. Bohren des Gesteins am Boden des Bohrloches, dessen Trümmer dann durch einen zweiten Bohrer gehoben werden.

γ. Die **eigentlichen Erdbohrer** werden häufig aus einem zylinderförmigen, an der Seite aufgeschlitzten Mantel gebildet und unten mit einem Teil eines offenen Schraubenganges versehen, so daſs beim Drehen desselben die Erdmasse abgeschnitten und in den Zylinder gepreſst wird. Je nach der Dichtigkeit des Bodens wird der Zylinder mehr oder weniger geschlossen; je fester die Schichten, desto gröſser kann der seitliche Schlitz werden (Abb. 1), bleibt mitunter aber auch ganz fort (Abb. 2). Der Bohrer erhält entweder eine durchgehende, zugespitzte und in einer Schraube endigende Achse, oder er wird in dem oberen Mantelteil mit der Bohrstange verbunden, verschweiſst oder vernietet (Abb. 2). Statt eines zylinderförmigen wird häufig ein mehr oder weniger kegelförmiger Mantel gewählt.

Abb. 1 bis 9. *Erdbohrer.*



Wird der Umfang nur halbkreisförmig oder noch kleiner, so entstehen die sogenannten **Löffelbohrer** (Abb. 3 u. 4), die bei fester Erde, zähem Ton, weichem Gestein u. s. w. gebraucht werden. Sie dienen häufig nur zum Öffnen eines kleinen Bohrloches, welches dann mit einem zweiten Bohrer erweitert wird. Die zur Erweiterung benutzten Bohrer müssen in einer Spitze auslaufen, um sich immer in die Achse des kleinen Bohrloches einzustellen. In den Abb. 5 u. 6 ist ein solcher Bohrer dargestellt. Denkt man sich von diesem den Rücken des Löffels weggeschnitten und die beiden übrig bleibenden Arme zugeschärft, so entsteht ein reifartiger Bohrer (Abb. 7), der bei Tonboden nicht nur schneidet, sondern beim Hochziehen auch den Boden festhält.

Zur Erweiterung von Bohrlöchern in weichem Gestein läſst sich der **Trepanierbohrer** mit S-förmigem Querschnitt und 2 Schneiden verwenden (Abb. 8) und in ähnlicher Weise auch die sogenannte **amerikanische Zunge** mit mehrfachen Schraubenwindungen (Abb. 9).

Müssen die Bohrlöcher, um in zähem Boden Futterröhren eintreiben zu können, die äuſsere Weite des Rohres erhalten, während beim Ein- und Ausziehen der Bohrer sich auf die Innenweite der Röhre zurückbringen lassen muſs, so gibt man ihm um ein Gelenk drehbare, gebogene Schenkel, welche durch Stahlfedern auseinandergedrückt werden, wenn der Bohrer unterhalb der Futterröhre arbeitet, beim Bewegen durch die

Röhre aber auf das erforderliche Mafs zusammengehen. Ein so ausgebildeter Bohrer wird eine Krebsschere genannt.

Über einen patentierten Bohrer (D. R. P. No. 41499), der in einer Futterröhre beweglich, aus einer Bohrstange mit Flügeln aus federndem Stahl besteht, die sich beim Drehen gegen ihre Spitze selbständig weiten und bei entgegengesetzter Drehung und Anheben gegen die Rohrmündung sich wieder zusammenrollen und herausziehen lassen, vergl. die unten angegebene Quelle.[4]) Nach dieser soll sich der Bohrer auch zur Bildung von Fundamentstützen, Verankerungen und zur Beseitigung gröfserer Steine und Baumstämme eignen. Ob er sich bewährt hat, ist nicht bekannt geworden. Es dürfte leicht ein Abbrechen der federnden Flügel vorkommen.

Die gewöhnlichen Erdbohrer erhalten, wenn sie nur zur Bodenuntersuchung dienen sollen, einen Durchmesser von 0,1 bis 0,15 m. Für tiefere Bohrlöcher oder zum Herstellen von Löchern für Gerüststangen, Pfähle u. s. w. macht man sie oft erheblich gröfser, bis zu 0,25 und 0,30 m im Durchmesser.

β. Die Sandbohrer. Zum Bohren in Sand und halbflüssigen Erdarten hat man sich vielfach der sogenannten Sandkelle (Abb. 10) bedient, eines oben offenen Kegels oder Zylinders, mit einer unteren Schraube. Beim Eintreiben des Bohrers durch Drehen füllt sich der Kegel oder Zylinder von oben mit Sand und wird dann herausgezogen. In neuerer Zeit benutzt man meist Ventilbohrer, d. h. Blechmäntel mit unten angebrachten Klappen- oder Kugelventilen (Abb. 11 bis 13). Sie werden mit einer leichten Stange oder an einem Hanfseil möglichst rasch auf und nieder bewegt, wobei das Ventil sich abwechselnd öffnet und schliefst und der Zylinder sich mit Sand füllt. Bei Anwendung dieser Bohrer werden Futterröhren erforderlich, die man etwa 4 cm weiter macht als den Bohrer. Der Durchmesser des letzteren wechselt in der Regel zwischen 0,10 und 0,15 m.

Abb. 10 bis 13.
Sand- und Ventilbohrer.

Abb. 10. Abb. 11. Abb. 12. Abb. 13.

Abb. 14 u. 15.
Meifselbohrer.

Abb. 14. Abb. 15.

Abb. 16.
Kreuzbohrer.

Abb. 17.
Kronenbohrer.

γ. Die Steinbohrer. Die gewöhnlichen Steinbohrer bestehen aus Meifseln, welche mit festem Gestänge oder Seilen gehoben werden und beim Niederfallen das Gestein zertrümmern. Nach jedem Schlage wird der Bohrer etwas gedreht, um stets neue Stellen des Gesteins zu treffen. Ist Grundwasser in den Bohrlöchern nicht vorhanden, so giefst man Wasser hinein, um die Arbeit zu befördern und den Bohrer zu schonen. Die Bohrmasse, der sogenannte Bohrschlamm, mufs von Zeit zu Zeit durch Erd- oder Sandbohrer entfernt werden. Je nach Beschaffenheit des Gesteins benutzt

---

[4]) Ein neues Werkzeug für den Grundbau. Deutsche Bauz. 1888, S. 109. — Ein ähnlicher Bohrer zum Bohren von sich erweiternden Sprenglöchern ist beschrieben: Engng. news 1904, II. S. 286.

man den einfachen Meifselbohrer (Abb. 14 u. 15), welcher am häufigsten Anwendung findet, den Kreuzbohrer (Abb. 16), aus zwei, oder den Kronenbohrer (Abb. 17), aus mehreren sich kreuzenden Meifseln bezw. Schneiden gebildet. Letzterer wirkt auch durch Drehen allein.

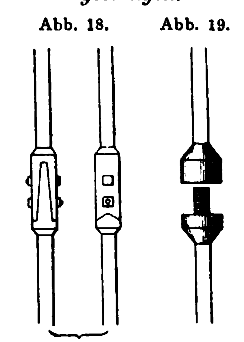
Die Meifsel, welche in verschiedenen Abarten vorkommen, z. B. als gespaltene Meifsel, als Bohrer mit Flügeln, um am Umfange des Bohrloches etwa stehen gebliebene Teile abzuarbeiten u. a. m., werden entweder an die Bohrstange angeschmiedet, oder um sie leichter auslösen und schärfen zu können, angesetzt und durch Keile oder Schrauben befestigt.

Während bei Meifselbohrern das Gestein nur in zerriebenem Zustande zu Tage gefördert wird, so dafs seine Festigkeit nur nach dem Bohrfortschritt zu beurteilen ist, erhält man durch die in neuerer Zeit im Bergbau vielfach angewandten Diamant-Kronenbohrer[5]), sowie durch den Schreckenstein'schen Patentbohrer, feste Kerne der durchbohrten Schichten, die eine Prüfung des Gesteins auf seine Festigkeit gestatten, jedoch sind hierfür umständlichere Vorrichtungen erforderlich, die für Baugrunduntersuchungen wohl nur selten zur Anwendung kommen können.[6])

Das schmiedeiserne Bohrgestänge besteht nur bei geringen Bohrtiefen aus einem mit dem Bohrer zusammenhängenden Stück, meist wird es aus einem unteren Teil, dem Bohrstück, einem oberen, dem Kopfstück und je nach der Tiefe des Bohrloches, aus einem oder mehreren Mittelstücken von 3 bis etwa 5 m Länge zusammengesetzt. Die Stärke des Gestänges richtet sich nach dessen Länge. Für Bodenuntersuchungen genügt in der Regel eine Stärke von 2,5 bis 3 cm im Geviert.

Abb. 18 u. 19.
Kuppelungen von Bohrgestängen.

Abb. 18. Abb. 19.



Zur Verbindung der einzelnen Teile des Bohrgestänges ist es üblich, das eine Ende mit einer Gabel zu versehen, welche das folgende Stück umfasst und mit diesem durch 2 Schraubenbolzen verbunden wird (Abb. 18). Seltener verbindet man die Teile durch Schraubengewinde (Abb. 19), da diese ein Drehen des Bohrers nur nach einer Richtung gestatten.

Abb. 20 u. 21.
Bügel für Bohrgestänge.

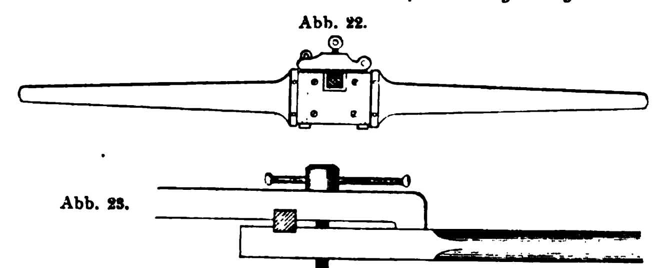
Abb. 20. Abb. 21.

Zum Drehen und Heben des Bohrers kann man für geringe Tiefen das obere Ende des Gestänges wie beim Visitiereisen hülsenartig zur Aufnahme von Durchsteckarmen formen. Bei gröfseren Längen des Gestänges mufs dieses indessen mit einem Windeseil gehoben und gesenkt werden. Das Kopfstück erhält alsdann wohl einen Bügel (Abb. 20), in welchem das Bohrgestänge sich frei drehen läfst und dessen oberer Teil von einem mit dem Windeseil fest verbundenen Haken erfafst werden kann. Solch ein Kopfstück pafst bei gabelförmig verbundenen Gliedern auf jedes derselben, ist aber nicht bei Schraubenverbindungen zu benutzen. Für diese eignet sich ein Doppelhaken nach Abb. 21, dessen beide Arme so weit voneinander stehen, dafs der mittlere

[5]) Deutsche Bauz. 1876, S. 405 u. 460.

[6]) Über Steinbohrer, bei der Turbinenanlage in Schaffhausen angewandt, vergl. „Turbinenanlage der Wasserwerkgesellschaft in Schaffhausen" von Kronauer. Winterthur 1867 (Wurster & Co.). Über einzelne vornehmlich zu Sprengarbeiten benutzte Gesteinsbohrer vergl. das Kapitel „Tunnelbau" dieses Teiles vom Handbuch. — Die Gesteinsbohrer als solche sind ausführlich behandelt im Kap. VI des 2. Bandes (2. Auflage) vom IV. Teil des Handbuchs.

Abb. 22 u. 23. *Eiserne Hebel für Bohrgestänge.*



Teil eines Gliedes zwischen ihnen Platz findet, während die Verstärkung an den Enden von ihnen erfafst wird. Beim Bohren werden die beiden Hakenarme an ihren Enden durch einen kleinen Bolzen verbunden, um ein Auseinanderdrängen und ein Entweichen des Gestänges zu verhüten. Das Drehen geschieht mittels eines in passender Höhe unterhalb des Kopfstückes auf die Bohrstange gesetzten Hebels von Holz oder besser von Eisen. Eiserne Hebel erhalten häufig die in den Abb. 22 u. 23 dargestellten Einrichtungen.

Abb. 24 bis 26. *Tecklenburg'sches Bohrgerät.*

Abb. 24. Abb. 25. Abb. 26.

Das unter gesetzlichem Schutz stehende Tecklenburg'sche Bohrgerät besteht aus einem leichten zusammenschraubbaren Hohlgestänge, das auch als Krückstock von 13 mm Durchmesser mit abschraubbarer „Schmilme" geliefert wird, an welches beliebige Bohrer angeschraubt werden können und mit welchem mit grofser Leichtigkeit Bohrlöcher bis auf 10 m Tiefe von einem Arbeiter ausgeführt werden sollen. Als wichtigster Bohrer dient dabei die 25 bis 40 cm lange „Schappe", welche von Gerhardt in nebenstehend dargestellter Weise (Abb. 24 bis 26) abgeändert worden ist, da die von Tecklenburg angegebene löffelartige Spitze sich als nicht zweckmäfsig erwies. Statt dieser wurde von Gerhardt am unteren Ende der Röhre ein inneres scharfkantiges, flachgängiges Schraubengewinde angebracht und der Längenschlitz des Bohrers auf kurzer Strecke, nahe dem unteren Ende, bis zum Halbkreis erweitert (s. Ausschnitt *g h*), wodurch das Bohren beschleunigt wird. Das Zusammenschrauben des Gestänges erfolgt durch Schlüssel mit klauenartiger Erweiterung, die einseitig mit Zähnen ausgestattet ist (s. Abb. 25 u. 26). Abb. 25 zeigt aufser dem Schlüssel eine Abfanggabel zum Festhalten des Gestänges beim Zusammensetzen desselben für gröfsere Fahrtiefen, Abb. 26 den Reiniger.[7])

Zum Heben und Senken des Bohrgestänges mittels des Windeseiles wird über dem Bohrloch ein Gerüst, bei nicht zu grofser erforderlichen Höhe ein dreibeiniger Bock, aufgestellt und an diesen eine Rolle befestigt, über welche das Seil nach einer Winde geführt wird. Beträgt die Länge des Bohrgestänges mehr als die Höhe des Gerüstes, so dafs es beim Heben und Senken des Bohrers verlängert oder verkürzt werden mufs, so wird während des Ansetzens oder Abnehmens der oberen Glieder das Gestänge mittels eines Aufhalters (Abb. 27) in geringer Höhe über dem Bohrloch erfafst und aufgehängt. Der Aufhalter wird entweder an einem Tau befestigt oder mit Armen versehen, die sich auf den Rand des Bohrloches oder auf die Arbeitsbühne legen.

Abb. 27. *Aufhalter.*

Beim Bohren in Felsboden ist es gefährlich, über eine gewisse Bohrtiefe hinaus das ganze Gestänge mit dem Bohrer aufstofsen zu lassen, weil durch die Erschütterungen leicht ein Bruch entsteht. Man trennt in solchen Fällen den oberen Teil des Gestänges von dem unteren und führt zwischen beiden ein Wechselstück, Fallstück (Rutschschere)

[7]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 422.

ein, welches beim Aufstoſsen des Bohrers ein Verschieben des oberen Teiles über dem unteren zuläſst. Derartige Einrichtungen, z. B. nach Abb. 28, bei welchen der untere Teil des Gestänges einen Schlitz erhält, um dessen Länge eine Senkung des oberen Gestängeteils nach dem Aufstoſsen des Bohrers erfolgen kann, finden indessen erst bei bedeutenden Bohrtiefen Anwendung, wie sie nur selten zu Bodenuntersuchungen für Bauzwecke vorkommen.

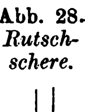
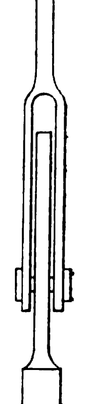


Abb. 28. *Rutschschere.*



Entsteht während des Bohrens ein Bruch des Gestänges, so bedient man sich zum Herausschaffen des abgebrochenen Teiles sogenannter Fangvorrichtungen, welche man am oberen Teil des Gestänges befestigt und mit diesem handhabt. Ist ein vorspringender Teil des Gestänges zu erfassen, so kann dies in einfacher Weise mit einem Haken geschehen. Zum Greifen einer glatten Stange genügt ein Bügel, der über die Stange geschoben wird, beim Aufziehen sich schräg gegen sie legt und sie dadurch festhält. Sicherer ist der spiralförmig gewundene Haken (Abb. 29), durch dessen Drehung die Stange fest eingeklemmt wird.

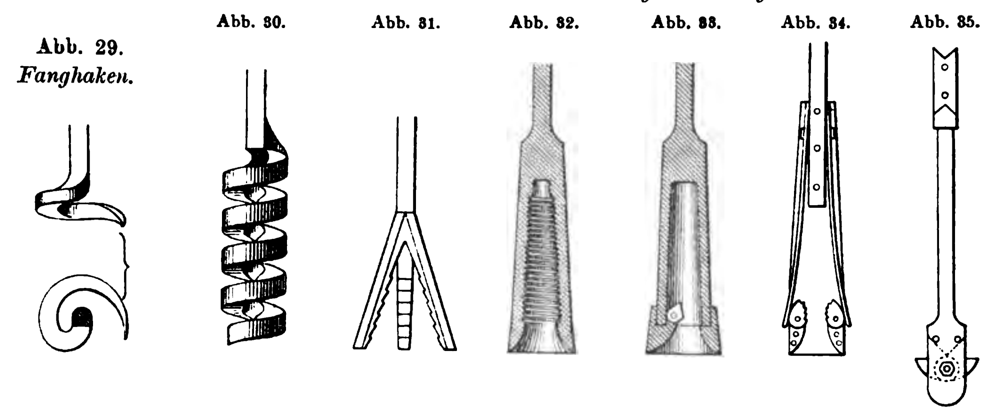


Abb. 29. *Fanghaken.* Abb. 30 bis 35. *Fangvorrichtungen.* Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32. Abb. 33. Abb. 34. Abb. 35.

Muſs ein Gestängeteil von oben erfaſst werden, so benutzt man dazu Vorrichtungen nach Art der in den Abb. 30 bis 34 dargestellten, während Abb. 35 ein mit Daumen versehenes Gestänge zum Herausziehen von Futterröhren zeigt.

Abb. 30 ist der sogenannte Krätzer, der über das Gestänge geschraubt wird und dieses mit den inneren scharfen Schneiden der Schraube festhält. — Statt des einfachen Schraubenganges wendet man auch deren zwei an — doppelter Krätzer.

„ 31 ist eine dreiarmige Gabel mit Widerhaken an den inneren Flächen.

„ 32 ist ein Glockeneisen mit einem Schraubengange, der ähnlich wie eine Schraubenkluppe sich in das Gestänge einschneiden soll.

„ 33 ist eine in England vielfach gebrauchte Büchse, die unten mit scharfen Kanten und einem Daumen versehen ist. Dieser Daumen dreht sich beim Aufsetzen der Büchse auf das Gestänge etwas nach oben, beim Heben aber klemmt er sich fest gegen das Gestänge und hält dieses dadurch fest.

„ 34 ist eine ähnliche Vorrichtung, wie die zuletzt beschriebene, mit zwei kleinen exzentrischen Zahnrädern, die zwischen zwei mit der Fangvorrichtung verbundenen Platten angebracht sind und beim Aufwärtsbewegen das Gestänge einklemmen.

Der Ersatz der festen Gestänge durch Seile tritt nur bei stofsweise wirkenden Bohrern, vorzugsweise bei geringen Bohrtiefen, in Frage. Hanfseile drehen sich stark, woher man oft Drahtseile anwendet.

Nachteile des Seilbohrers sind, dafs man den Bohrer nicht drehen kann und dafs er, wenn abgebrochen, sehr schwer zu fassen ist. Zum Aufholen abgerissener Seile dient ein sogenannter Fangkorb, aus 3 bis 4 federnden, mit Widerhaken versehenen Armen bestehend, die das Seil umfassen und durch eine ringförmige Hülse zusammengehalten werden.

Futterröhren werden meist aus Eisenblech hergestellt, selten aus Gufseisen oder Holz. Sie müssen im Innern ohne alle Vorsprünge sein. Blechröhren erhalten für den Zweck der Bodenuntersuchung eine Wanddicke von etwa 3 bis 4 mm (bei grofsen Weiten für tiefe artesische Brunnen u. s. w. entsprechend mehr) und in ihrem unteren Teil eine ringförmige Verstärkung, um beim Einsetzen den Widerstand des Bodens leichter überwinden zu können. Sie werden aus einzelnen Stücken von etwa 1,2 m Länge entsprechend der Blechbreite mittels äufserer Muffen zusammengesetzt, die an dem einen Rohrstück festsitzen und mit dem nächsten vernietet, verlötet, oder für Bodenuntersuchungen am einfachsten verschraubt werden. Das Eintreiben der Röhren in den Boden geschieht bei geringen Tiefen durch Drehen mittels umgelegter Zwingen, bei gröfseren Tiefen unter Anwendung oben angesetzter Holzklötze durch Rammen. In sandigen, wasserhaltigen Schichten hat man in das Futterrohr auch wohl ein engeres Druckrohr eingeschoben und durch dieses mittels einer Druckpumpe einen Wasserstrahl unter starkem Druck auf den sandigen Grund unterhalb des Futterrohres geleitet, um die Bestandteile des Bodens zu lockern und dadurch die Senkung des Rohres zu veranlassen.[8] Im Innern der Futterröhren etwa entstehende Falten werden mit abgerundeten Kolben geglättet. Die Weite der Futterröhren wird, wie bereits erwähnt, mindestens 4 cm gröfser als der Durchmesser des Bohrers angenommen. Bei grofsen Tiefen pflegt man mit weiteren Röhren zu beginnen, um bei bedeutendem Widerstande des Bodens später ein Rohr von geringerem Durchmesser durchschieben zu können.

Gufseiserne Röhren finden bei sehr weiten Bohrlöchern Anwendung, oder wenn ein stärkeres Rammen erforderlich wird.

Hölzerne Futterröhren kommen als durchbohrte Pfähle vor, die man durch das lose Erdreich rammt.

So hat man beim Bau der Innbrücke zu Königswart zur Untersuchung des unter beweglichem Geschiebe liegenden Flinz solche Bohrpfähle von 6 bis 7,5 m Länge bis auf eine untere Länge von 0,6 m durchbohrt und eingerammt. Nachdem die Flinzschicht erreicht war, wurde der letzte Teil des Pfahles mit einem Holzbohrer durchbohrt und darauf die Arbeit mit dem Erdbohrer begonnen, wobei der Pfahl als Leitbüchse diente. Das 15 m hohe Bohrgerüst stand dabei auf zwei gekuppelten Schiffen und konnte mit dieser Vorrichtung die Flinzschicht auf 13,5 m Tiefe angebohrt werden.[9])

§ 2. Die Tragfähigkeit des Baugrundes.

1. Tragkraft, Tragfähigkeit, zulässige Belastung. Wird die Fläche F eines zunächst aus schüttbarem Material (Sand, Kies, Gerölle u. s. w.) bestehend gedachten Baugrundes mit einer stetig zunehmenden Last so lange belastet, bis gerade ein Einsinken der Last beginnt, so kann mit Engesser[10]) die Gröfse dieser äufsersten Grenz-

---

[8]) Vergl. Mitteilung von Hübbe über Bohrungen an der Elbe unter Anwendung von Druckwasser. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.

[9]) Zeitschr. f. Bauk. 1877, S. 226.

[10]) Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

belastung: die **Tragkraft** K des Baugrundes, ferner die auf die Flächeneinheit bezogene äufserste Grenzbelastung oder Tragkraft: die **Tragfähigkeit** k und endlich derjenige Bruchteil n dieser Tragfähigkeit, der einer Sicherheit $\frac{1}{n}$ entspricht: die **zulässige Belastung** δ des Baugrundes für die Flächeneinheit genannt werden.

Damit erhält man die Beziehungen:

$$K = F k \qquad 1.$$

und

$$\delta = n k \qquad 2.$$

Die Gröfse n wird je nach der Art des Bauwerkes und je nach der Bodenbeschaffenheit verschieden gewählt werden können.

Für unnachgiebigen Felsboden wäre $n = 1$ zu setzen, da die volle Tragfähigkeit ausgenutzt werden könnte. In den meisten Fällen wird diese aber bei Felsboden gar nicht voll in Anspruch genommen werden. Da nämlich die Unterfläche des Grundbaues denselben Druck erfährt, der tatsächlich auf den Baugrund ausgeübt wird, so kann eine über die zulässige Inanspruchnahme des Fundamentbaustoffes hinausgehende Belastung des Baugrundes nie in Frage kommen. Es bildet diese letztere, die für Backstein- und gutes Bruchsteinmauerwerk zu etwa 8 **kg** f. d. **qcm**, für Beton zu etwa 5 **kg** f. d. **qcm** angenommen werden darf, die oberste Grenze der zulässigen Belastung δ des Baugrundes.

Für weniger tragfähigen Boden ist durch entsprechende Mafsnahmen (Sohlenverbreiterung, Verdichtung des Bodens u. s. w., s. §§ 3, 27 u. 28) das Einhalten der als zulässig zu erachtenden Belastung zu bewirken, nachdem vorher die Tragfähigkeit des Bodens festgestellt worden ist. Hierbei ist n stets kleiner als 1 anzunehmen.

Die unmittelbare Beobachtung der Tragkraft durch Belastungsversuche (s. weiter unten unter 2.) kann zur Feststellung der Tragfähigkeit k_1 einer Bodenart an ihrer Oberfläche führen. Auch von der Stärke der Schicht und von den Wasserverhältnissen kann man sich durch Untersuchungen und Beobachtungen Kenntnis verschaffen (s. § 1). Bei tieferen Gründungen hängt jedoch die Tragfähigkeit nachgiebiger Bodenarten auch von der Gründungstiefe t und von der Gröfse und Gestalt der Sohlenfläche F des Grundbaues ab, da infolge der Zusammenpressung der unteren Lagen und der Belastung der zur Seite gedrängten Teile durch die darüber lagernden Erdmassen eine der Gründungstiefe entsprechende Vergröfserung k_2 der Tragfähigkeit des Baugrundes entsteht, auf welche die Form und Gröfse der Sohlenfläche des Grundbaues um so mehr Einflufs haben wird, je nachgiebiger der Baugrund an sich ist.

Dazu kommt bei einzelnen Gründungsarten (Brunnen-, Röhren- und Kastengründungen, s. § 36 bis 38) noch die Einwirkung der Reibung des Erdreiches an den Seitenwandungen des Fundamentkörpers, die, wie die eingehenden Untersuchungen von **Engels**[11]) zeigen, eine ganz bedeutende Entlastung der Fundamentkörper, also ebenfalls eine Vergröfserung k_3 der Tragfähigkeit des Bodens herbeiführt, so lange keine Hohlräume zwischen Fundamentwand und Erdreich vorhanden sind, sondern durch eine gleichmäfsige Hinterfüllung auch ein gleichmäfsiger Seitendruck des umgebenden Erdreiches gesichert erscheint.

Somit kann die beim Grundbau zu berücksichtigende Tragfähigkeit des Bodens aus den Einzelgröfsen k_1, k_2 und k_3 zusammengesetzt erscheinen und man hat:

$$k = k_1 + k_2 + k_3 \qquad 3.$$

[11]) H. **Engels**, Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 410—431.

Bei den meisten Gründungsarten werden k_2 und k_3 nicht berücksichtigt und kommen bei Flachgründungen und bei Grundbauten, die in offenen Baugruben ausgeführt werden, auch nicht in Frage. Bei Tiefgründungen jedoch, namentlich bei Brunnen-, Röhren- und Kastengründungen, sowie bei Druckluftgründungen können k_2 und k_3 einen wesentlichen Einfluſs auf die Entlastung des Baugrundes ausüben, so daſs ihre Berücksichtigung für Kies- und Sandboden wohl zu empfehlen ist, während bei Tonboden davor gewarnt werden muſs.

a) Den Einfluſs der Tiefe t, also einen Teil der Vergröſserung (k_2) der Tragfähigkeit, berücksichtigen u. a. die Formeln von Hagen, Pauker, Jankowski und Rankine, letztere drei unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Bodeneigenschaften durch Einführung des spezifischen Gewichtes γ und des Reibungswinkels φ und unter Annahme eines ebenflächig gedachten Widerstandsprismas. So lautet z. B. die Formel von Rankine:

$$k_2 = t \cdot \gamma \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right)^2 \qquad 4.$$

Kurdjümoff dagegen weist durch Versuche nach[12], daſs, wie schon Culmann, Scheffler, Mohr und Winkler voraussetzten, die Gleitflächen der von einem Fundamentkörper seitlich verdrängten Massen eines aus schüttbarem Boden bestehenden Untergrundes nicht ebene, sondern gekrümmte Flächen sein müssen, da jedes Element eines in Ruhe befindlichen schüttbaren Körpers, ähnlich wie die Elemente einer Flüssigkeit, zwar von allen Seiten gewisse Pressungen erleidet, diese Druckkräfte jedoch, im Gegensatz zum Verhalten der flüssigen Körper, nach den verschiedenen Richtungen hin ungleich groſs sind und ungleiche Winkel mit den Normalen zu den Flächen der Elemente bilden. Hierüber, ebenso wie über den Einfluſsanteil der Gröſse und Form der Grundfläche fehlen noch maſsgebende, Zahlenwerte feststellende Versuche. Als geringsten Wert für k_2 ergeben die oben erwähnten Formeln für $\varphi = 0$, also für den Fall einer Flüssigkeit:

$$k_{2\,\min} = \gamma\, t \qquad 5.$$

Den Einfluſs der Sohlenfläche neben demjenigen der Gründungstiefe berücksichtigt eine von Schwedler[13]) gelegentlich der Berechnung des eisernen Oberbaues für die Tragfähigkeit des Unterbettungsschotters abgeleitete Formel, nach welcher sich bei senkrechter zentrischer Belastung die Tragkraft eines Flächenstückes von der Breite b und der Länge $= 1$ anschreibt:

$$K = b\,k = \frac{b^2 \gamma\, e^{3\rho\alpha}}{8 \cdot \sin^3\alpha} \cdot \frac{e^{3\rho\frac{\pi}{2}} + e^{-3\rho\frac{\pi}{2}}}{3\rho + {}^1\!/_3\,\rho} + \frac{3\,b\,t\,\gamma\, e^{2\rho\left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right)}}{8 \cdot \sin^2\alpha} \qquad 6.$$

Dabei bedeuten auſser den früher vorgekommenen Bezeichnungen: ρ die Reibungsziffer $= tang\, \varphi$; α einen Winkel $= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$; e die Basis der natürlichen Logarithmen.

Engesser[14]) hebt bei Besprechung dieser Formel, die er in abgekürzter Form:

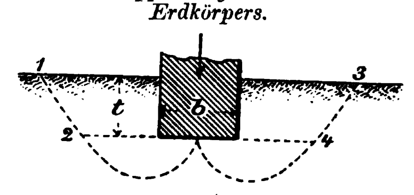
$$K = \mathfrak{A}\, b^2 \gamma + \mathfrak{B}\, b\, t\, \gamma \qquad 7.$$

und

$$k = \mathfrak{A}\, b\, \gamma + \mathfrak{B}\, t\, \gamma \qquad 8.$$

anschreibt, hervor, daſs Schwedler einseitiges Ausweichen des Erdkörpers unter der Last annimmt, während nach den Versuchen von Kurdjümoff[15]), doppelseitiges Ausweichen des Erdkörpers nach Abb. 36 stattfindet, was eine Verkleinerung der Gröſse $\mathfrak{A}$ zur Folge haben dürfte. Ferner berücksichtigt Schwedler die Reibung der höher als die Grundfläche liegenden Erdmassen 1. 2. 3. 4. (s. Abb. 36) nicht, weil diese bei der Lagerung des Eisenbahnoberbaues von nur geringer Bedeutung sind. Bei gröſseren Gründungstiefen t erhöht sich aber gerade dadurch die Tragfähigkeit. Formel 8 zeigt eine lineare Abhängigkeit der Tragfähigkeit k sowohl nach der Grundfläche $F = b \cdot 1$, als auch von

Abb. 36. *Doppelseitiges Ausweichen des Erdkörpers.*



[12]) Zivilingenieur 1892, S. 292; vergl. auch die §§ 11, 12 und 13 im Kap. III des 2. Bandes vom I. Teil dieses Handbuchs (4. Aufl. 1905).

[13]) Wiedergegeben im Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 90.

[14]) Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

[15]) Siehe Anmerkung 12.

der Gründungstiefe t. Wird $t = 0$, so nimmt k mit der Grundfläche zu, was jedoch seine Grenze an der Druckfestigkeit der einzelnen Kies- und Sandkörner findet. Da die Kreisform einem Gröfstwerte der umschlossenen Fläche entspricht, so wird bei gleich grofsem Flächeninhalt also diese, und nächst dieser das Quadrat die beste Ausnutzung der Grundfläche ergeben. Für Grundflächen beliebiger Gestalt stellt Engesser den allgemeinen Satz auf, dafs sich die Tragfähigkeit bei gleichmäfsiger Änderung sämtlicher Abmessungen (also auch der Gründungstiefe t) im gleichen Verhältnis ändert. Für eine $n$mal gröfsere Grundfläche erhöhen sich hiernach die Tragfähigkeit auf den $\sqrt{n}$-fachen, die Tragkraft auf den $n\sqrt{n}$-fachen Betrag, was im Grenzfall einer reibungslosen Flüssigkeit ohne weiteres ersichtlich ist. Übrigens ergibt für diesen Grenzfall, also für $\varphi = 0$, die Schwedler'sche Formel einen zu kleinen Wert, nämlich $k_{2\,min} = 0{,}75\, t\, \gamma$[16]) (vergl. Formel 5). Bei schief und aufserhalb des Mittelpunktes angreifender Mittelkraft der Belastung wird die Verteilung der Kräfte in der Grundfläche eine ungleichmäfsige und die Tragkraft vermindert sich dementsprechend.[17])

b) Die Bestimmung des Einflusses der Reibung k_3 kann in der Weise erfolgen, dafs man den Erddruck auf die Wandungen des Fundamentkörpers, z. B. nach der bekannten Formel von Rankine:

$$\mathfrak{E} = \frac{\gamma t^2}{2} \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad 9.$$

bestimmt und die Reibung für die Längeneinheit des Umfanges:

$$R = \mu \, \mathfrak{E} \qquad 10.$$

erhält, wobei für μ der betreffende Reibungskoeffizient einzusetzen ist. Bezeichnet u den Umfang, so ist für die Einheit der Grundfläche

$$k_3 = \frac{u \, . \, R}{F} \qquad 11.$$ [18])

Zu diesen Formeln 9 bis 11 ist zu bemerken, dafs die Formel 9 streng genommen nur so lange gültig ist, als keine Abwärtsbewegung, also auch keine Wandreibung auftritt, da sich sonst der Gleichgewichtszustand im Innern des Erdkörpers ändert, also die Gesamtreaktion des Erdreiches S_1 von der sich aus Formel 9 und 10 ergebenden Reaktion:

$$S = \sqrt{\mathfrak{E}^2 + R^2} = \frac{\gamma t^2}{2} \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{1 + \mu^2}$$

verschieden und zwar nach Engesser[19]) $S_1 > S$ sein wird, was mit den Versuchsergebnissen von Engels übereinstimmt. Deshalb bietet die Berechnungsweise nach den Formeln 9 bis 11 einen genügenden Sicherheitsgrad, da sie eine geringere Entlastung ergibt, als sie selbst bei sehr kleinen Bewegungen tatsächlich eintritt[20]), nur mufs man der andauernden Einwirkung des Seitendruckes sicher sein und richtige Reibungskoeffizienten anwenden.

Für die Reibung glatter und rauher Sandsteinplatten gegen feinen und groben Kies wurden die in Tabelle I zusammengestellten Mittelwerte gefunden.

Tabelle I. **Mittelwerte der Reibungsversuche von Engels.**

Parallelepiped. Sandsteinplatte von 300 mm Länge, 150 mm Breite und 50 mm Höhe.	Art des Kieses	Art der Oberfläche	Gewicht der Platte	Mittelwerte von: Weg s in mm	Mittelwerte von: μ konstant	Zusammengehörige Mittelwerte von: Weg s in mm	Zugkraft P_{max} kg	Reibungsziffer μ_{max}	Zeitschr. f. Bauw. 1896: Tab.	Seite
Unbelastet	Feinkies	glatt	4,95	15	0,604	13	3,04	0,614	1	418
"	Feinkies	rauh	"	14	0,624	13	3,12	0,631	2	418
Belastet	Feinkies	glatt	8,95	15	0,556	11	5,02	0,566	3	419
"	Feinkies	rauh	"	11	0,552	8,48	5,09	0,569	4	420
Unbelastet	Grobkies	glatt	4,95	12	0,568	11	2,88	0,583	5	419
"	Grobkies	rauh	"	18	0,609	16	3,07	0,621	6	420
Belastet	Grobkies	glatt	8,95	12	0,543	11	6,94	0,550	7	421
"	Grobkies	rauh	"	11	0,547	12	5,07	0,567	8	422

[16]) Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 307.

[17]) Vergl. daselbst und Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 95.

[18]) Vergl. Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 79.

[19]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 189.

[20]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 427.

Die Reibungsversuche von Engels zeigten, dafs die auf wagerechter Unterlage ruhende Last ohne Reibung auf ihr ruht und dafs bei allmählich von Null an wachsender Seitenkraft P eine allmählich zunehmende Ablenkung des Druckes eintritt, wobei gleichzeitig kleine Bewegungen erfolgen. Diese Erkenntnis im Verein mit dem Ergebnis seiner Erddruckversuche, dafs der Erddruck der Ruhe genau wagerecht wirkt, läfst Engels die Erklärung für das starke Anwachsen des Erddruckes bei der geringsten Abwärtsbewegung des Fundamentkörpers finden, denn sobald dieser sich zu senken anfängt, beginnt die Richtung des Erddruckes nach oben abgelenkt zu werden. Der ursprünglich wagerecht wirkende aktive Erddruck geht dabei in einen aufwärts gerichteten passiven Druck über, die Ablenkung nimmt mehr und mehr zu, bis schliefslich der volle Reibungswinkel erreicht und nunmehr auch die volle Entlastung des Körpers eingetreten ist. Bei dem als Probekörper dienenden Sandsteinzylinder von 202 mm Durchmesser und 750 mm Höhe betrug z. B. bei einer Senkung von nur 0,05 mm der Reibungswiderstand bereits 18,03 kg, beim Sandsteinprisma von 198 mm Seitenlänge der Grundfläche und 620 mm Höhe entsprach einer Senkung von 0,11 mm ein Reibungswiderstand von 18,13 kg.

Als Reibungsziffern verschiedener Materialien können noch die in Tabelle II vereinigten, von Schmoll v. Eisenwerth[21]) aus je 10 Versuchen ermittelten Reibungsziffern der Bewegung angeführt werden.

Tabelle II. **Reibungsziffern für verschiedene Baustoffe.**

Bezeichnung der Materialien	μ bei trockenen Materialien	μ bei nassen Materialien
Eisenblech ohne Nieten auf Schotter und Sand . .	0,4583	0,4409
„ mit „ „ „ „ „ . .	0,4911	0,5481
Gufseisen, ungehobelt „ „ „ „ . .	0,4668	0,4963
Granit, rauh bearbeitet „ „ „ „ . .	0,5368	0,4800
Tannenholz, geschnitten „ „ „ „ . .	0,5109	0,4985
Eisenblech ohne Nieten auf Wellsand	0,6313	0,3247
„ mit „ „ „	0,8391	0,4977
Gufseisen, ungehobelt „ „	0,6063	0,3796
Granit, rauh bearbeitet „ „	0,7000	0,5291
Tannenholz, geschnitten „ „	0,7340	0,4793

Bezüglich des Gewichtes und Böschungswinkels der verschiedenen Erdarten kann auf die 4. Aufl. des 2. Bandes, Kap. III, „Stütz- und Futtermauern“ (Tabelle IV, S. 308) verwiesen werden.

2. **Belastungsversuche** sind bei nachgiebigem Boden für gröfsere Bauausführungen stets anzuraten, da aus der Beschaffenheit der Bodenart allein für verschiedene Orte und Umstände nicht unmittelbar untrügliche Schlüsse bezüglich der Tragfähigkeit gezogen werden können. Dabei ist diejenige Belastung der Flächeneinheit zu bestimmen, welche der Baugrund dauernd ohne merkbare Einsenkung zu tragen imstande ist.

Da die Gröfse der Einsenkung an sich innerhalb gewisser Grenzen (in der Regel bis zu 25 mm) für die Standsicherheit eines Bauwerkes gleichgiltig ist, wenn sie nur gleichmäfsig für den ganzen Bau geschieht und innerhalb der Zeit seiner Fertigstellung vollständig aufhört, so kann unter Umständen auch diejenige Belastung der Flächeneinheit berücksichtigt werden, bei welcher zwar eine mefsbare, aber bei dauernder Fortbelastung sich nicht merkbar ändernde Senkung eintritt. Dabei ist die Gröfse und Gestalt der Sohlfläche des Grundbaues nicht ohne Einflufs, weil bei gleicher Einheitsbelastung die Senkung mit der Gröfse und der gedrängteren Form der Grundfläche zunimmt.[22]) Deshalb sollten die Belastungsversuche nicht mit zu kleinen Druckflächen vorgenommen werden.[23])

[21]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 443; vergl. auch Brennecke a. a. O. S. 78.

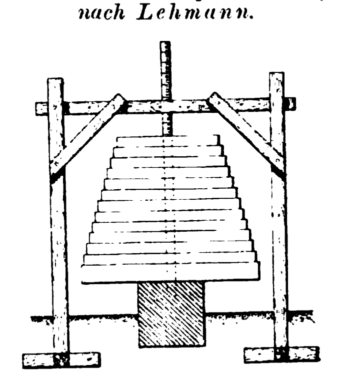
[22]) Vergl. Engesser, Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 308.

[23]) Über die Ergebnisse der Bohrungen, die Untersuchungen über den in der Tiefe zu erwartenden Wasserzudrang und die Versuche über die Tragfähigkeit des Baugrundes beim Bau des neuen Hafens in Cuxhaven siehe Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 388 ff.

Die vor dem Bau der Kaserne an der Esplanade zu Wesel[24]) angestellten Belastungsversuche erfolgten mit einer Art Tisch, dessen obere Platte zur Aufnahme der Belastung diente, dessen untere Druckplatte jedoch mit nur 0,0985 **qm** zu klein gewählt erscheint, was sich auch durch häufiges Umkippen zeigte.

Lehmann[25]) schlägt die in Abb. 37 dargestellte Anordnung für eine Belastungsvorrichtung vor, bei welcher ein Mauerklotz von 0,8 bis 1 **qm** Grundfläche etwa 0,5 **m** tief in die Sohle der Baugrube eingegraben und dann auf die Dauer einiger Tage in der Weise belastet wird, dafs über ihn Eisenbahnschienen oder starke Bauhölzer als Unterlage für die vorsichtig aufgebrachte und stetig vermehrte Belastung gestreckt werden. Eine in den Mauerklotz eingemauerte, am oberen Ende mit einer Teilung versehene Latte gestattet durch Vergleich mit dem unverrückt bleibenden Querholz des über dem Mauerklotz errichteten Joches die Ablesung einer etwaigen Einsenkung.

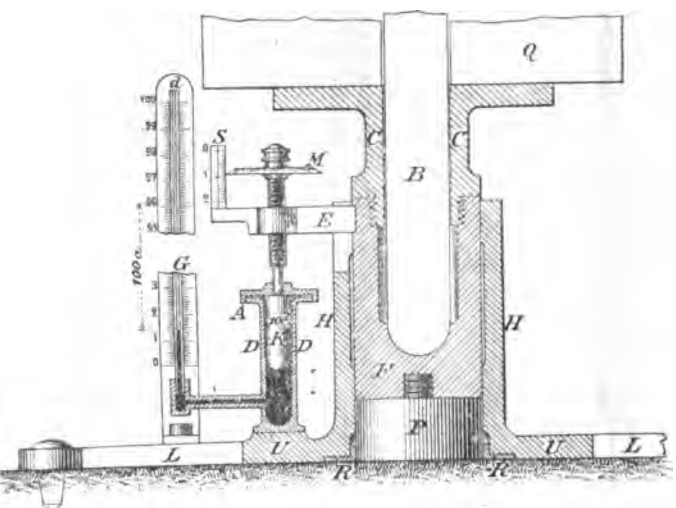
Abb. 37. *Belastungsvorrichtung nach Lehmann.*



Zwei dem Ingenieur Rud. Mayer in Wien patentierte Vorrichtungen[26]) (D. R. P. No. 92218) gestatten, bei nachgiebigem Boden die Beziehungen zwischen der auf die Flächeneinheit stattfindenden Belastung und der durch sie hervorgerufenen Einsenkung des Bodens zahlenmäfsig zu ermitteln.

Die eine Vorrichtung (s. Abb. 38) besteht aus einem Prefsstempel P, der in den Führungsbolzen F eingeschraubt und mit diesem in der Hülse H verschiebbar ist. Der obere Ansatz C des Führungsbolzens trägt eine Platte zur Aufnahme der Belastung, als welche runde Metallscheiben Q dienen, die durchlocht sind und über einen im Führungsbolzen eingelassenen Dorn B geschoben werden, um genau senkrecht über dem Prefsstempel zur Wirkung zu kommen. In der Hülse H befindet sich ein Schlitz, in welchem sich ein am Führungsbolzen befestigter Mitnehmerarm E auf und ab bewegen läfst und durch Vermittelung der Stellschraube M auf den Kolben K drückt, welcher sich in dem mit Quecksilber gefüllten Gefäfs A verschieben kann. Dieses Gefäfs A steht mit dem dünnen Glasrohr G in Verbindung, welches $^1/_{10}$ des Durchmessers vom Quecksilbergefäfs besitzt und daher jede Bewegung des Kolbens, d. h. die Einsenkung des Prefsstempels in den Boden, in hundertfacher Vergröfserung an der daselbst angebrachten Teilung ablesen läfst.


Abb. 38. *Fundamentprüfer von Rud. Mayer.*



Die Stellschraube M ermöglicht die genaue Einstellung des Kolbens K, wobei ein auf der Rückseite des die Teilung tragenden Brettes angebrachtes Thermometer die Berichtigung der durch Wärmeschwankungen hervorgerufenen Änderungen im Stande der Quecksilbersäule zu berücksichtigen gestattet.

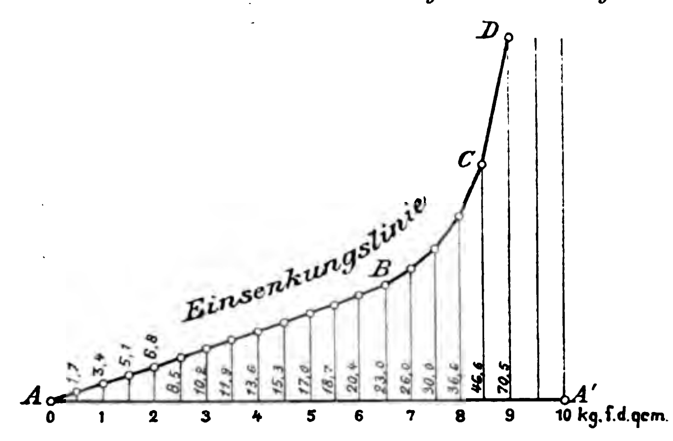
[24]) Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

[25]) Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

[26]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 589, 1900, S. 673; Schweiz. Bauz. 1896, Bd. 28, S. 155, 1900, Bd. 35, S. 77; Deutsche Bauz. 1897, S. 291, 1900, S. 214; Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 427, 439, 452; Baugewerkszeitung 1897, S. 583.

Um ein seitliches Aufsteigen des Bodens bei der Belastungsprobe zu verhindern, ist der Fufs der Hülse des Prefsstempels als breiter Ring U gestaltet, an welchem drei Arme L mit in den Boden eindringenden Spitzen die ruhige feste Stellung sichern. Die auswechselbaren Prefsstempel haben je nach Bedarf eine Gröfse von 5, 10, 15 und 20 qcm unterer Fläche, während die Belastungsplatten Q je 10 **kg** schwer sind.

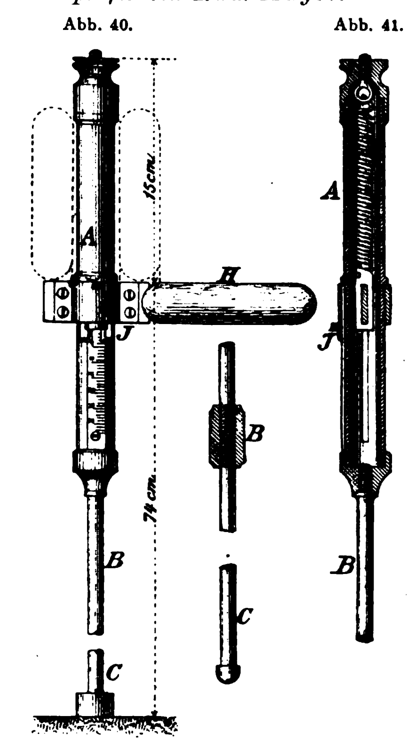
Abb. 39. *Zeichnerische Darstellung der Einsenkung.*



Die Ausführung des Belastungsversuches geschieht nach Einebnung der Untersuchungsstelle und sorgfältiger Auf- und Einstellung der Vorrichtung, in der Weise, dafs auf den Dorn der Reihe nach die Belastungsplatten aufgesetzt und die hierbei eintretenden Veränderungen im Stande der Quecksilbersäule, unter Berücksichtigung der inzwischen etwa eingetretenen Wärmeveränderungen, beobachtet werden. Trägt man die Beobachtungsergebnisse zeichnerisch nach Abb. 39 auf, so erhält man als Einsenkungslinie eine Kurve, die bis zu einer gewissen Grenze B angenähert geradlinig erscheint, also die Einsenkung in geradem Verhältnisse zur Belastung ergibt, darüber hinaus aber unverhältnismäfsig rasch ansteigt, was einer raschen Zunahme der Einsenkung im Verhältnisse zur Belastung entspricht. Den Grenzpunkt B bezeichnet Mayer als die natürliche Tragfähigkeit des Bodens und die zugehörige Einsenkung als das Mafs der zulässigen gröfsten Einsenkung.

Abb. 40 u. 41. *Kleinerer Fundamentprüfer von Rud. Mayer.*

Abb. 40. Abb. 41.



Die zweite Vorrichtung, vom Erfinder „Fundamentprüfer" genannt, ist für solche Fälle anwendbar, in denen es sich weniger um die Ermittelung der äufsersten Grenze der Tragfähigkeit, als darum handelt, festzustellen, ob eine gegebene Belastung den Baugrund nicht übermäfsig beansprucht. Sie besteht (s. Abb. 40 u. 41) aus drei zusammenschraubbaren Teilen A, B und C, von denen der erste einen Federkraftmesser von 30 **kg** Tragkraft enthält, an welchen durch Vermittelung des mittleren, verschieden lang zu wählenden Teiles B einer der auswechselbaren Prefsstempel von 5, 10, 15 und 20 qcm Durchmesser befestigt wird. Der obere Teil A ist mit zwei aufklappbaren Handgriffen H versehen, an denen der Stempel lotrecht gegen den zu untersuchenden Boden geprefst und der dabei ausgeübte Druck an der Stellung des Zeigers J zur feststehenden Teilung des Kraftmessers abgelesen wird. Ein Vergleich des Druckes mit der Querschnittfläche des Stempels ergibt den Druck für die Flächeneinheit, also die Tragfähigkeit des Bodens.

Um das stofsweise Aufbringen der als Belastung für die, seither zu Belastungsversuchen verwendeten, Vorrichtungen dienenden Eisen- und Steinmassen zu vermeiden, ist von H. Magens[27]) in Hamburg eine ihm patentierte Vorrichtung in Vorschlag gebracht worden, die eine

[27]) D. R. P. No. 140524. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 564.

Stetigkeit der Belastungsvergröfserung ohne Stofswirkung ermöglicht. Sie besteht aus einem zylindrischen wasserdichten Gefäfs aus Eisenplatten mit entsprechend ausgebildetem Fufsstück, mit welchem es auf einen Mauerklotz oder auf einen Probepfahl aufgestellt werden kann. Der Füllungsgrad des Gefäfses kann mit Hülfe eines an einer Mafsteilung sich vorüberbewegenden, mit einem Schwimmer in Verbindung stehenden Zeigers abgelesen, und das durch die Wasserbelastung erfolgende Absinken des Mauerklotzes bezw. des Probepfahles mittels eines Nivellierinstrumentes beobachtet werden.

Auch aus dem Eindringen eines frei herabfallenden Rammklotzes von Q kg Gewicht läfst sich bei zusammenprefsbarem Boden aus der Fallhöhe h und der Eindringungstiefe t die Tragfähigkeit k aus dem Widerstand W des Erdreiches ermitteln.[28]) Da $Q \, . \, h = W \, . \, t$ sein mufs, ist:

$$W = Q \frac{h}{t} \quad \dots\dots\dots \quad 12.$$

Sieht man von Luft- und Reibungswiderstand hierbei ab, so entspricht W der Tragkraft K des Baugrundes in Formel 1 (s. S. 13). Somit ist bei Annahme gleichmäfsiger Verteilung des Widerstandes W auf die Grundfläche F des Rammklotzes die Tragfähigkeit k des Bodens nach Formel 1:

$$k = \frac{K}{F} = \frac{W}{F} = \frac{Q\,h}{F\,.\,t} \quad \dots\dots\dots \quad 13.$$

und die zulässige Belastung δ des Baugrundes nach Formel 2:

$$\delta = n\,k = \frac{n\,.\,Q\,h}{F\,.\,t} \quad \dots\dots\dots \quad 14.$$

wobei n stets kleiner als 1 anzunehmen ist.

Wenn an verschiedenen Stellen des Baugrundes ungleiche Senkungen zu befürchten sind, der Baugrund also ungleichwertig ist, mufs die Ermittelung der Tragfähigkeit mit besonderer Vorsicht erfolgen und die zulässige Belastung für die weniger tragfähigen Stellen mittels einer gröfseren Sicherheitsziffer festgestellt werden, da gerade bei ungleichen Senkungen Formänderungen des Bauwerkes und infolge dessen Risse entstehen können.

Über die Tragfähigkeit der Pfähle vergl. § 13.

3. Zahlenwerte der zulässigen Belastung sind im allgemeinen mit Vorsicht aufzunehmen und selbst bei ähnlicher Bodenbildung nicht unmittelbar auf andere Orte übertragbar. Für festgelagerten Kies, Sand und steifen Tonboden kann man sie wohl zu durchschnittlich 5 **kg** f. d. **qcm** annehmen, für die oberen Schichten des Alluvialbodens jedoch entsprechend niedriger.

Bezüglich der Tragfähigkeit des Berliner Sandbodens wurden unter anderen von H. Möller die bei dortigen Kirchtürmen erreichten Belastungen des Baugrundes zu 2,6 bis 3,3 **kg** f. d. qcm angegeben, doch soll nach H. Blankenstein feststehen, dafs er auch 3,7 **kg** f. d. qcm mit Sicherheit zu tragen imstande ist; H. Giersberg will selbst bei 6,6 **kg** f. d. qcm Druck keine Nachteile beobachtet haben.[29]) Bei Kastengründungen ist in Berlin eine Belastung des Baugrundes bis auf 5,12 **kg** f. d. qcm üblich, doch ist man in schwierigen Fällen und da, wo der Baugrund sehr tief lag, auch schon über dieses Mafs hinausgegangen, ohne nachteilige Folgen verspürt zu haben.[30]) Bei den Viadukt-Bauten der Berliner Stadteisenbahn wurden 4,5 **kg** f. d. qcm als oberste Grenze angenommen. Dabei zeigten besondere Ermittelungen, dafs der sandige Untergrund in und um Berlin weit höher belastet werden darf, wenn die Last gleichförmig verteilt und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachteilig ist, dafs aber

---

[28]) Vergl. C. Schmid, Betongründungen mit Fallbohrer und Fallstämpfel. Südd. Bauz. 1904, S. 407, wo auch für bestimmte Annahmen berechnete Bodenbeanspruchungen zusammengestellt sind.

[29]) Deutsche Bauz. 1869, S. 595.

[30]) Deutsche Bauz. 1872, S. 88.

da, wo der Druck sowohl der Gröfse, als der Richtung nach wechselt, wie dies bei den Pfeilern gewölbter Brücken stattfindet, die Grenze von 4,5 kg f. d. qcm nicht überschritten werden sollte.[31])

Die an den Mittelpfeilern der grofsen Hängebrücke über den East-River bei New-York vorkommenden Belastungen (der Brooklyner Pfeiler steht auf dichtem Ton, der New-Yorker auf Fels), werden wie folgt angegeben:[32])

Druck auf die Fundamentsohle	6,0 bezw.	7,1 kg f. d. qcm
„ „ „ Oberfläche des Caissons . . .	10 „	10,9 „ „ „
„ „ das Mauerwerk in Wasserlinie		14,7 „ „ „
„ „ die Grundfläche des mittleren Portalturmes .		28,3 „ „ „

Dafs eine Belastung von 6 bis 7 kg f. d. qcm bei Klaiboden eine viel zu hohe ist, zeigt die kürzlich, 10 Tage nach der Verkehrseröffnung, bei einem Pfeiler des eingleisigen, aus Backsteinen hergestellten Porth-Kerry-Viaduktes in England erfolgte Einsenkung um 43,2 cm bei gleichzeitiger seitlicher Bewegung von 30,5 cm. Die Belastung der 5,18 m mächtigen Klaischicht betrug dabei 6,8 kg f. d. qcm.[33])

Nach Versuchen über die zulässige Belastung des Alluvialbodens in Bengalen hat sich ergeben, dafs diese zu nur 11 t f. d. qm = 1,1 kg f. d. qcm anzunehmen ist.[34])

Von englischen Ingenieuren werden vielfach, den verschiedenen Erdarten entsprechend, die in Tabelle III zusammengestellten Belastungen angenommen.[35])

Tabelle III.

In England übliche Werte der zulässigen Belastung für verschiedene Bodenarten.

Beschreibung der Erdart	Zulässige Belastung σ in kg f. d. qcm.
Alluvialboden, lehmiger Boden mit 30 bis 70% Sand	0,8—1,6
Nasser Tonboden	1,6—2,2
Fester Ton mit feinem Sand gemischt	4—5
Gelber Ton (*yellow clay*)	4,4—6,5
Fester blauer Ton, fester harter Mergel	5,4—8,7
Die neue Tower-Brücke in London belastet den Boden (*London clay*) mit 4 kg f. d. qcm.	
Weiche Kreide (unrein und tonig, ohne Kiesel)	1,1—1,6
Weifse Kreide mit Kiesel	2,2—3,3
Fester Sand in Flufsmündungen, Baien u. s. w.	4,9—5,5
Die holländischen Ingenieure halten eine Belastung des festen reinen Sandes von 6 kg f. d. qcm für zulässig.	
Sehr fester dichter Sand, bei Gründungen nicht unter 6 m, und sandiger Kies	6,5—7,6
Fester schiefriger und reiner Kies	6,5—8,7
Dichter (kompakter) Kies	7,6—9,8
Reiner, gleichmäfsiger Themse-Kies ist bei 1 bis 1½ m Tiefe unter der Oberfläche mit 15 kg belastet worden, ohne nachgegeben zu haben.	
Felsboden, je nach Festigkeit und Lagerung	8,7—20
Sandstein, der in der Hand zerbröckelt werden kann	1,6—1,9

§ 3. Künstliche Verdichtung und Verbesserung des Baugrundes. Nachgiebiger zusammenprefsbarer Boden kann in manchen Fällen, wenn es sich z. B. um unbedeutendere Bauten handelt, oder wenn der tragfähige Boden sehr tief liegt und

[31]) Deutsche Bauz. 1874, S. 497.

[32]) Scientific american 1876, S. 289. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 116. — Engng. 1878, S. 53.

[33]) Engng. Rec. 1898, Aug. S. 200.

[34]) Engng. 1875, II. S. 103. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 323.

[35]) Newman, Assoc. M. Inst. C. E. „Notes on cylinder bridge piers“, London 1884. S. 14 und „Der Grundbau“, Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2. Leipzig 1896. S. 1.

daher die Hinabführung der Fundamente sehr grofse Kosten verursachen würde, vor der Ausführung der Gründung verdichtet und dadurch gewissermafsen „verbessert“ werden. Eine solche Verdichtung kann stattfinden:

1. Wenn die Fundamentsohle über dem Grundwasser liegt:
   a) durch Belastung,
   b) durch Abrammen oder Abwalzen,
   c) durch Einstampfen von Steinen, Steinschlag oder Schutt,
   d) durch Beton- und Sandzylinder (Sandpfähle),
   e) durch Begiefsen lockerer Kies- oder Sandschichten,
   f) durch Zementeinpressung.
2. Wenn die Fundamentsohle unter dem Grundwasser- oder Niederwasserspiegel liegt:
   a) durch Entwässerung, Drainierung oder Absenken des Grundwasserspiegels,
   b) durch Einrammen hölzerner Pfähle,
   c) durch Einblasen von trockenem Zement bei lockeren Kies- oder Sandschichten,
   d) durch Einpressen flüssigen Zementbreies in Kies- oder Sandschichten.
3. Durch Anwendung des Gefrierverfahrens von Pötsch bei leicht beweglichen, wasserführenden Schichten für die Zeitdauer der Gründungsarbeiten.

Zu 1. a. Belastung. Man bewirkt durch Aufbringen und längeres Ruhenlassen einer das Mafs der zukünftigen Belastung überschreitenden Last eine Zusammenpressung und sucht dadurch ein „Setzen“ des zu errichtenden Bauwerkes zu vermeiden. Die Belastung mufs möglichst gleichmäfsig verteilt sein und kann aus alten Eisenbahnschienen, Steinen u. s. w. bestehen, die auf einem über die ganze Fundamentsohle sich erstreckenden Bohlenboden aufgebracht werden. Es entspricht dies gewissermafsen einer Probebelastung im grofsen, ist daher recht teuer und zeitraubend und wird deshalb, sowie weil der Erfolg meist ein nur geringer ist, selten angewendet.

Zu 1. b. Abrammen oder Abwalzen. Es wird durch Handrammen oder mittels schwerer Walzen eine gewisse Zusammenpressung der Oberfläche der Baugrubensohle hervorgebracht.

Ein dem Abrammen ähnliches Verfahren wird nach der unten angeführten Quelle[36]) bei den Gründungsarbeiten für die Ausstellungsgebäude in Paris von Dulac angewendet und besteht darin, dafs man mit Hilfe einer Winde und einer Auslösungsvorrichtung kegelförmige Körper aus Eisen aus einer entsprechenden Höhe herabfallen läfst, wobei der Boden zusammengeprefst wird und Löcher entstehen, die mit Beton oder einer ähnlichen erhärtenden Masse ausgefüllt werden können. Die weitere Ausbildung dieses Verfahrens zur Herstellung tief reichender Betonpfähle wird im § 8 unter 1. besprochen.

Zu 1. c. Einstampfen von hochkantig gestellten Steinen, Steinschlag oder Schutt. Letztere werden in mehreren Schichten von etwa 30 cm Stärke übereinander eingestampft, bis der Boden, ohne erhöht zu sein, angemessen fest geworden ist. Dieses Verfahren ist namentlich in Marschgegenden, u. a. in der Umgegend von Bremen gebräuchlich.

Zu 1. d. Sand- sowie Betonzylinder werden in der Weise hergestellt, dafs man Pfähle einrammt, sie wieder herauszieht und die dadurch gebildeten Löcher mit Sand oder Beton ausstampft. Durch das Einrammen der Pfähle wird der Boden an sich verdichtet und durch die Ausfüllung der Hohlräume in dieser Verdichtung erhalten.

---

[36]) Revue industr. 1897, S. 393; vergl. auch Südd. Bauz. 1898, S. 222.

Reichen die Sand- oder Betonzylinder bis auf den festen Baugrund, so bilden sie tragende Pfeiler. Solche „Sandpfähle“ wurden von Wiebe in den Jahren 1873 und 1874 zur Dichtung des Baugrundes für die Brückenbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn im Odertale bei Stettin angewendet.[37]) Die Kosten der Tragbarmachung bei einer ähnlichen Dichtung im Jahre 1892 betrugen etwa $8^1/_3$ M. für das Quadratmeter Baugrund.[38])

Hier ist eine eigenartige Benutzung des Dynamits zur Herstellung der Hohlräume für solche Betonpfeiler zu erwähnen, die zur Gründung einer Futtermauer für die neuen Befestigungen der Stadt Lyon zur Anwendung kam.[39])

Der Boden bestand in seinem oberen Teil aus einer 0,8 bis 2,2 starken Schicht sehr feinen lehmigen Sandes, der mit vielen Pflanzenresten untermischt war, während unter dieser sich eine starke, in der Oberfläche wagerechte Kiesschicht vorfand, die mit einem Wasserbecken in Verbindung stand, dessen Spiegel etwa 2 m höher, als die Kiesoberfläche war, so dafs durch den hohen Grundwasserstand der darüber liegende lehmige Sand fast zu Schlamm aufgelöst war.

Auf eine Länge von 260 m hatte man die im Mittel nur 0,8 m mächtige obere Schicht zwischen Bretterwänden mit grofser Mühe und hohen Kosten ausgebaggert und dann das Grundmauerwerk auf den Kies gesetzt. Für die übrige, 130 m lange Strecke betrug die Stärke der lehmigen Sandschicht 1,5 bis 2,2 m, so dafs das Ausbaggern zwischen Bretterwänden noch gröfsere Schwierigkeiten gehabt hätte, daher wurde zu dem Mittel der Aussprengung von Hohlräumen gegriffen, die mit Beton ausgefüllt wurden.

Vier Arbeiter bohrten mit einem hohlen Bohrwerkzeuge von 43 mm äufserem Durchmesser in 2 bis 3 Minuten ein Loch bis auf den Kies, senkten an einem Holzstabe eine Ladung Dynamitpatronen von 100 gr (8 Patronen auf 1 m Höhe) hinab und entzündeten dieselbe, nachdem zuvor der Platz in einem Umkreise von 5 m Halbmesser von allem Werkzeug geräumt war. Bei der Sprengung hatte das Dynamit die Wände des Bohrlochs zusammengedrückt und nur wenige Bodenteile gelöst. Nur am oberen Rande des Bohrlochs, wo der Widerstand geringer gewesen, war aus kegelförmiger Erweiterung etwas Boden herausgeschleudert, der dann teilweise in das Loch zurückfiel (vergl. Abb. 42). Sofort nach der Sprengung setzten 2 Arbeiter einen Blechzylinder von 1,5 m Höhe, 1,1 m Durchmesser (der mittleren Weite der Öffnung entsprechend) und 4 mm Wandstärke in die Grube und trieben ihn mit schweren Hämmern in den losen Boden am Grunde ein, während ein dritter Arbeiter im Zylinder stand und den Boden auswarf. Die Arbeit im Innern, schwierig wegen der Zähigkeit des Bodens, durfte nicht länger als $^1/_2$ Stunde dauern, da nach Verlauf derselben das Wasser wieder hervortrat, wie die Versuche ergeben hatten. Diese Zeit genügte indessen zum Aufräumen. Sobald man bis auf die Kiesschicht durchstach, wurde der Wasserandrang so mächtig, dafs man nach wenigen Minuten die Arbeit im Rohre einstellen mufste. Der dann etwa noch vorhandene Rest des weichen Bodens wurde zugleich mit dem Wasser ausgeschöpft. Das Rohr von 1,5 m Höhe wurde auch bei Tiefen bis 2,2 m benutzt, indem man dann den oberen Teil des Loches kegelförmig abböschte, wie Abb. 43 zeigt, um das Nachstürzen des Bodens zu verhindern.

Abb. 42 u. 43.

Herstellung von Betonpfeilern unter Dynamitanwendung.

Abb. 42. Abb. 43.

B giebt den zurückfallenden Boden an.

War der Kiesgrund freigelegt, so wurde das Rohr bis zur Hälfte vorsichtig mit Beton gefüllt und dann mittels eines starken Flaschenzuges etwas in die Höhe gezogen und so abwechselnd gefüllt und gehoben, bis die Grube voll war. Zur Befestigung des Flaschenzuges waren im oberen Rande des

---

[37]) Deutsche Bauz. 1875, S. 363 und Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 560.

[38]) Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 485.

[39]) Vergl. Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 104; Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 498 u. 506 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 58.

Blechzylinders Löcher angebracht. Sobald der obere Zylinderrand sich in der Höhe der Erdoberfläche befand, wurden die Räume *a* (s. Abb. 43) sorgfältig mit Kies hinterfüllt. Die Arbeiten wurden in verhältnismäfsig kurzer Zeit ausgeführt, so dafs in einem Tage von 10 Arbeitsstunden mit gut eingeübten Leuten fünf Pfeiler von ungefähr 2 m Tiefe fertiggestellt wurden. Da die Entfernung der Pfeiler von Mitte zu Mitte 6 m betrug, konnte man also in einem Tage 24 m Fundament fertigstellen. Die Pfeiler wurden in Höhe der Bodenoberfläche durch flache Stichbogen verbunden, deren Herstellung keine Schwierigkeit machte.

Über die Kosten wird folgende Zusammenstellung gegeben.

1. Gründung mittels Dynamit:

Beschaffung einer Pumpe (Miete)	38,40	M.
Ankauf des Bohrers	60,00	„
72 Tagewerke zu 3,68 M. (4,60 Fr.)	264,96	„
Verschiedene Hölzer, 2 cbm zu 56 M.	112,00	„
Dynamit 15 kg zu 5,60 M.	84,00	„
150 cbm Hinterfüllung zu 1,20 M.	180,00	„
Für Arbeitseinstellung auf den benachbarten Arbeitsstellen während der Sprengung, 25 Tagewerke	80,00	„
Beton für die Pfeiler 53,29 cbm / „ „ „ Bögen 40,98 „ } 94,27 zu 9,69 M.	908,76	„
Zusammen für 128 m bei einer mittleren Tiefe von 1,2 m	1728,12	M.
Also für 1 m Fundamentlänge	13,50	„

2. Gründung mittels Baggerung zwischen Bohlwänden:

Herstellung der Baugrube, Baggerung, Aufstellung und Entfernung der Bohlwände, 1100 Tagewerke zu 3,20 M.	3520,00	M.
Vorhaltung des Holzes für die Bohlwände, 65 cbm zu 40 M.	2600,00	„
Nicht wieder gewonnenes Holz, 6 cbm zu 56 M.	336,00	„
270 cbm Beton zu 9,64 M.	2602,80	„
Gesamtkosten für 260 m Fundament von 0,8 m mittlerer Tiefe	9058,80	M.
Mithin für 1 m Fundamentlänge	34,84	„

Für eine Tiefe von 1,2 m würde der Einheitspreis das $1^1/_2$fache betragen oder 52,26 M., also 52,26—13,50 = 38,76 M. mehr als bei der Gründung mittels Dynamit.

Das hier beschriebene Verfahren der Gründung mittels Dynamit ist gewifs höchst sinnreich und beachtenswert. Ob sich aber häufig Fälle finden werden, in denen es zur Anwendung sich eignet, erscheint sehr fraglich. Es erfordert jedenfalls einen sehr gleichmäfsigen, nachgiebigen Boden, wie ihn einige lehmige und tonige Erdarten zeigen, damit die durch die Sprengwirkung des Dynamits ausgeführte Grube eine gleichmäfsige zylindrische Form erhalte, um das Einsetzen des Blechrohres zu ermöglichen. Der Boden wird ferner nicht zu durchlässig sein dürfen, damit das zurückgedrängte Wasser nicht zu schnell und nicht eher wiederkehre, als bis der lose Boden aus dem Blechzylinder entfernt ist. Eine weitere Beschränkung des Verfahrens entsteht dadurch, dafs die einzelnen Sprenggruben wenigstens so weit voneinander liegen müssen, als die Wirkung des Dynamits reicht (etwa 6 m). Ein Hauptvorteil liegt in der Schnelligkeit, mit der das Verfahren ohne Anwendung von Rammen oder sonstigen besonderen Hilfsmitteln durchgeführt werden kann und welche bei keiner der in Vergleich zu ziehenden Gründungsarten zu erreichen ist.

Zu 1. e. Begiefsen lockerer Kies- oder Sandschichten bewirkt, dafs die einzelnen Teilchen sich einander mehr nähern und die Hohlräume verschwinden, wenn die Zuführung des Wassers vorsichtig und in genügender Weise erfolgt.

Zu 1. f. Zementeinpressung in lockere Kies- oder Sandschichten (vergl. unter 2. d.). Der Amerikaner R. Harris hat Triebsand dadurch befestigt, dafs er zu-

nächst durch Röhren Wasser in den Triebsand prefste, dadurch Hohlräume erzeugte und diese dann durch eingeprefsten Zementbrei ausfüllte.[40])

Eine Verallgemeinerung dieses Verfahrens scheint jedoch nicht zulässig zu sein, da bei festgelagertem und namentlich bei feinem, sandigen, wasserdurchdrungenen Boden eine vollständige Durchtränkung mit Zement nicht gelingt, weil sich dann immer nur einzelne unzusammenhängende Knollen und Nester geringer Ausdehnung von betonartiger Zusammensetzung bilden, wie dies bei den in Treptow bei Berlin angestellten Versuchen sich gezeigt hat.[41])

Zu 2. a. Entwässerung, Drainierung oder Absenken des Grundwasserspiegels. Durch dauernde Trockenlegung kann namentlich nasser Ton- oder Lehmboden tragfähig gemacht werden, während durch Abpumpen und dadurch erzieltes Absenken des Grundwasserspiegels auch Sandschichten ein festeres Gefüge erhalten. Über die Absenkung des Grundwassers für die Dauer der Gründungsarbeiten, um diese im Trockenen ausführen zu können, vergl. § 21. Auch bei bereits ausgeführten Bauten kann unter Umständen eine nachträgliche Entwässerungsanlage die Standsicherheit erhöhen, wie dies die Sicherung des östlichen Landpfeilers der Eisenbahnbrücke über das Tal des Sorge-Flüfschens durch Entwässerungsstollen zeigt.[42])

Bald nach der Fertigstellung der genannten Brücke bildeten sich am Fufse der zum Schutz gegen Hochwasser abgepflasterten Böschung unterhalb des Landpfeilers wiederholt letzteren gefährdende Auftreibungen und Abrutschungen, die auf das Vorhandensein wasserführender Schichten hinwiesen und denen man durch Eintreiben zweier, später mit Steinen ausgepackter Stollen wirksam begegnete. Als Ursache der Erdbewegungen ergaben sich Tonschichten, die, durch zwischengelagerte, schräg abfallende und stark wasserhaltige Schichten in breiartigen Zustand versetzt, als Rutschflächen gewirkt hatten. Nachdem die Sandschichten entwässert waren, hörten die Rutschungen vollständig auf.

Zu 2. b. Einrammen hölzerner Pfähle. In Venedig werden hierzu kurze, sogenannte Füllpfähle von 1 bis 2 m Länge verwendet. Gebräuchlicher ist es jedoch, längere Pfähle zu nehmen und mit ihnen einen wirklichen Pfahlrost (vergl. § 35) herzustellen. Neben einer sehr wirksamen Verdichtung des Bodens und teils infolge einer solchen wird beim Eintreiben solcher langer Pfähle der fernere Zweck erreicht, dafs durch die am Umfang der Pfähle wirkende Reibung der Druck auf eine grofse Tiefe verteilt und dem Nachgeben der Pfähle ein bedeutender Widerstand entgegengestellt wird. Dieses Verfahren ist mit Erfolg indessen nur dann anzuwenden, wenn der Baugrund nicht elastisch ist, weil sonst befürchtet werden mufs, dafs mit der Zeit eine Ausgleichung des Druckes und damit eine Lockerung der Pfähle eintritt. Bis zu einem gewissen Grade kann dem durch eine Umschliefsung der Baugrube mittels einer Spundwand vorgebeugt werden, jedoch nicht vollkommen.

Zu 2. c. Einblasen von Zementpulver in lockeren, kiesigen oder sandigen Boden. Nach dem Ingenieur Fr. Neukirch patentierten Verfahren (D. R. P. No. 46842) verwandelt sich der unter Wasser lagernde Kies oder Sand in einen festen Steinkörper. Zu diesem Zweck wird zunächst ein unten zugespitztes und mit seitlichen Durchbohrungen versehenes schmiedeisernes Rohr mittels Druckluft abgesenkt. Sobald die gewünschte Tiefe erreicht ist, wird dem Rohre durch eine Düsenvorrichtung nach Art eines Strahlengebläses trockener Zement, wie ihn die Fabriken liefern, zugeführt und

---

[40]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 164; Engng. news 1891, Bd. XXV, S. 249; Deutsche Bauz. 1894, S. 349.

[41]) Vergl. Lauter, Zur Frage des Einspritzens von Zement in wasserhaltigen Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 599; Baugewerkszeitung 1899, S. 155 und Schweiz. Bauz. 1899, Bd. 33, S. 8.

[42]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 448.

mittels Prefsluft in den Boden eingeblasen, wobei das Rohr allmählich in die Höhe gezogen wird. In Abständen von 20 bis 30 cm wiederholt man diesen Vorgang, wodurch allmählich eine feste Schicht entsteht, der man durch vorheriges Schlagen von Spundwänden auch eine feste Umgrenzung geben kann. Bei Gründungsarbeiten der neuen Hafenanlagen in Bremen soll dieses Verfahren mit günstigem Erfolge angewendet worden sein.[43])

Zu 2. d. Einpressen flüssigen Zementbreies in Kies- oder Sandschichten. Kinipple wandte dieses Verfahren bereits in der Mitte der 60er Jahre beim Bau des Hermitage-Wellenbrechers im Hafen von St. Hélier auf Jersey an (vergl. § 29 unter 2. c.)[44]) Neuerdings wurde bei der Gründung des linksuferigen Widerlagers einer Betonbrücke bei Ehingen mit 3 Öffnungen von 20 und 21 m Lichtweite der durchlässige Kiesgrund dadurch in Beton verwandelt, dafs durch eingetriebene Mannesmann-Röhren von 40 mm Lichtweite dünnflüssiger Zement so lange eingepumpt wurde, als der Untergrund ihn aufnahm, dann wurden die Röhren höher gezogen und die Zementeinführung fortgesetzt, bis die vorgesehene Höhe erreicht war.[45]) (Vergl. auch oben unter 1. f.)

Vor einigen Jahren wurde der aus fliefsendem Sande bestehende Untergrund des Stauwerks von Kaliub im Nil nach dem Kinipple'schen Verfahren gedichtet, nur wandte man hier Lehm statt Zement an. Durch die meistgefährdeten Pfeiler wurden je drei Löcher bis in den Untergrund gebohrt, in diese Stahlröhren eingesetzt und durch die Röhren mittels Druckwasser-Pressen Lehmballen hinabgedrückt, die, den Sand verdrängend, sich unter dem Zementbett ausbreiteten und ein wasserdichtes Lehmbett bildeten, das schliefslich von Pfeiler zu Pfeiler reichte.[46])

Zu 3. Das Gefrierverfahren von Pötsch[47]) besteht darin, dafs Triebsand und andere leicht bewegliche wasserführende Erdschichten durch Zuführung künstlich erzeugter Kälte in fest zusammengefrorene Massen verwandelt werden und dann wie natürlich feste Gesteinsarten durchfahren werden können. Natürlich ist hier die Verdichtung bezw. Erhärtung nur eine vorübergehende. Um diese zu bewirken, werden in die bewegliche Erdschicht Röhren eingebohrt, in denen eine Chlorcalciumlauge, deren Gefrierpunkt bei —40° C. liegt, umläuft, nachdem sie durch eine Eismaschine gekühlt ist. Zur Erzielung eines Umlaufs der Flüssigkeit in den Röhren werden diese doppelwandig hergestellt und so angeordnet, dafs in der äufseren, unten geschlossenen, 200 mm weiten Röhre je eine unten offene, 30 mm weite bis fast auf den Boden reicht. Durch die inneren engen Röhren wird die gekühlte Flüssigkeit eingeführt, tritt an den unteren Enden in die äufseren Röhren und steigt in den Zwischenräumen zwischen beiden nach oben auf, um hier aufgefangen und von neuem der Eismaschine zugeführt zu werden. Die Lauge geht also nicht verloren, sondern wird nach stattgefundener Abkühlung wieder von neuem verwendet.

Statt der Chlorcalciumlauge schlägt Ingenieur Gobert wasserfreies Ammoniak als Gefriermittel vor.[48])

---

[43]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 361. — Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1893, Sept. S. 639, Dez. S. 580. — Engng. news 1894, I. S. 533. — Ann. des ponts et chaussées 1895, I. S. 108. — Génie civil 1895, Bd. 27, S. 366.

[44]) Engng. 1892, I. S. 609 u. 646. — Deutsche Bauz. 1894, S. 107 u. 349. — Engng. news 1894, I. S. 533.

[45]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 60. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 115 u. 407. — Deutsche Bauz. 1898, S. 102. — Südd. Bauz. 1898, S. 81. — Baugewerkszeitung 1898, S. 1501.

[46]) Vergl. Max Eyth, „Das Wasser im alten und neuen Egypten“, Lebendige Kräfte. Berlin 1905, S. 56.

[47]) Pötsch, Das Gefrierverfahren. Freiberg 1855. — Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 461; 1884, S. 287. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 1125. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen im preufs. Staate, Bd. 32—34, 37 u. 41. — Bull. soc. de l'ind. min. 1895, Lief. 11, S. 274 ff.

[48]) Engng. record 1894, Bd. 29, S. 300.

Mit dem Pötsch'schen Gefrierverfahren sind trotz mancher Mifsgriffe und trotz der mit ihm verbundenen schwierigen und umständlichen Arbeiten im Bergbau bei Abteufung von Schächten bedeutende Erfolge erzielt worden.[49]) Hier handelt es sich aber meist um so bedeutende Tiefen, wie sie mit dem Druckluftverfahren nicht zu erreichen sind. Stehen derartig grofse Tiefen auch bei der Gründung von Bauwerken in Frage, so bietet das Gefrierverfahren eine gewünschte Aushilfe. In allen anderen Fällen aber, bis zu Tiefen, in denen die Arbeiter ohne Gefahr für die Gesundheit noch in Druckluft sich aufhalten können (vergl. Kap. II), wird man der Druckluftgründung den Vorzug geben, die bei dem jetzigen Stand der Technik weiter durchgebildet ist und daher geringeren Kosten- und Zeitaufwand erfordert, als das Gefrierverfahren.

Ein von dem Pötsch'schen abweichendes Gefrierverfahren hat der Kapitän Lindmark in Stockholm beim Bau eines Fufsgängertunnels von 231 m Länge, 4 m Breite und Höhe angewandt, indem er zum Gefrieren des Erdreichs zur Nachtzeit Luft von —52° C. in den durch Bretterwände abgeschlossenen Arbeitsraum eingeblasen hat.[50])

§ 4. Pfähle, insbesondere hölzerne Spitzpfähle. Nach dem Material, aus welchem die Pfähle bestehen, kann man hölzerne, eiserne (s. § 7) und Pfähle aus Eisenbeton (s. § 8) unterscheiden. Die hölzernen Pfähle sind entweder Spitz- oder Spundpfähle.

Die Spitzpfähle, so genannt, weil sie in der Regel unten zugespitzt sind, werden meist in gewissen Entfernungen voneinander angeordnet oder in geringer Zahl zu geschlossenen Pfeilern oder Bündeln vereinigt, während die Spundpfähle zur Bildung von Spundwänden dicht nebeneinander eingesetzt und an den Seiten mit Spundungen (Nut und Feder) versehen werden, mit denen sie ineinander eingreifen. Sie erhalten am unteren Ende in der Regel statt der Spitze eine Zuschärfung von zwei Seiten, so dafs sie in der Richtung der Wand eine Schneide bilden (s. § 6).

Die hölzernen Spitzpfähle nennt man:

Grundpfähle, wenn sie auf ihrer ganzen Länge im Boden stehen oder wenigstens nur um ein geringes hervorragen;

Langpfähle, wenn sie in ihrem oberen Teil freistehen, wobei der aus dem Boden hervorragende Teil im Wasser oder aufserhalb desselben sich befinden kann.

Zu ersteren gehören daher meist die Rostpfähle (Piloten), obwohl diese bei hochliegenden Rosten auch Langpfähle sein können (vergl. § 35 unter 3.), zu letzteren die Pfähle für Bohlwerke, hölzerne Brückenpfeiler, Schiffshalter, Rüstungen, Fangdämme u. s. w.

1. Die **Holzart**, die zu den Pfählen verwandt wird, ist vorzugsweise Kiefernholz, welches seines schlanken Wuchses, seiner geringen Sprödigkeit, sowie ausreichenden Festigkeit wegen besonders dazu geeignet, in der Regel auch leicht zu beschaffen ist. Eichenholz empfiehlt sich seiner grofsen Festigkeit und Dauerhaftigkeit wegen für solche Langpfähle, die der wechselnden Einwirkung des Wassers und der Luft ausgesetzt sind, wie bei Bohlwerken. Bei grofsen Längen der Pfähle wird es aber meist zu teuer. Das Holz der Buche und der Eller ist an der Luft nicht dauerhaft, wohl aber im Wasser, daher nur zu Grundpfählen bezw. Spundpfählen tauglich. Beim Austrocknen wirft es sich sehr stark, weshalb es zu Wasserbauten vor dem vollständigen Austrocknen zu verwenden ist. Tannen- und Fichtenholz steht dem harzreichen Kiefern-

---

[49]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 338. — Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 249, 278 und 495.

[50]) Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 537.

holz der geringen Festigkeit wegen wesentlich nach. Wenig geeignet infolge ihrer Weichheit sind Pappeln, Weiden und ähnliche Holzarten.

Allgemein sind die in hohen trockenen Lagen gewachsenen Hölzer den auf sumpfigem und nassem Boden getriebenen vorzuziehen. Die Forderung, dafs das Bauholz zu einer Jahreszeit gefällt sein soll, in welcher kein Safttrieb stattfindet, ist für das aufserhalb des Wassers zu verwendende Holz von Bedeutung, weniger für unter Wasser benutztes. Zu den Pfählen gebraucht man das Holz gern kurz nach dem Fällen, weil es dann zähe ist und beim Einrammen weniger leicht spaltet als ausgetrocknetes und daher sprödes Holz. Letzteres hat den weiteren Nachteil, dafs es sich wirft und im Wasser quillt, was besonders bei Spundwänden schädlich werden kann. Wo nur trockenes Holz zur Verfügung steht, pflegt man es daher vor der Verwendung einige Zeit ins Wasser zu legen.

Die zu Pfählen bestimmten Holzstämme müssen möglichst geradlinige Fibern haben. Krumm gewachsene Hölzer zeigen unter der Wirkung des Rammbären Seitenschwankungen, federn und schwächen dadurch die Wirkung des Schlages ab, dringen auch leicht unregelmäfsig und schief in den Boden ein. In dieser Hinsicht zeigt Kiefernholz Vorzüge vor Eichenholz, während es andererseits einen geringen Zusammenhang der einzelnen Jahresringe aufweist, die sich unter der Wirkung des Rammbären daher leichter trennen als bei Eichenholz.

Zu den Spitzpfählen werden bei uns die Hölzer meist als Rundstämme verwandt. Man löst gleich nach dem Fällen die Rinde ab, welche die Tragfähigkeit nicht vermehren, aber das Einrammen erschweren würde und beseitigt die Astansätze und andere vorspringende Teile; den Splint aber läfst man sitzen, weil er, wenn auch weniger fest und dauerhaft als der Kern, doch diesen schützt. Langpfähle, die in ihrem oberen Teile bekleidet werden sollen, wie Joch- und Bohlwerkpfähle, pflegt man hierzu erst nach dem Einrammen zu beschlagen, weil man dadurch eine bessere Flucht erreichen kann als im anderen Falle.

Vierkantig beschlagene Hölzer werden in der Regel nur da zu Pfählen verwandt, wo man auf ausländische Hölzer angewiesen ist und diese in kantiger Form in den Handel kommen (z. B. vielfach in England).

2. **Das Einrammen** der Pfähle geschieht meist so, dafs sie mit dem Zopfende (Wipfelende) nach unten stehen. Dadurch wird zunächst die Reibung zwischen Pfahl und Boden und somit die Tragfähigkeit gröfser als in umgekehrter Stellung, wenn das Stammende nach unten steht. Bei Bohlwerken, Schiffshaltern u. s. w., bei denen weniger die Tragfähigkeit der Pfähle als ihr Widerstand gegen seitliches Ausweichen, gegen die äufseren Angriffe des Wassers, des Eises, der Schiffe u. s. w. in Anspruch genommen wird, kommt aufserdem der Umstand in Betracht, dafs da, wo diese auf Abnutzung gerichteten Angriffe stattfinden, der Pfahl auch eine gröfsere Stärke haben soll. Endlich leidet das stärkere Stammende eines Pfahles unter den Schlägen des Rammbären weniger als das schwächere Zopfende.

Ausnahmsweise pflegt man die Pfähle mit dem Stammende nach unten zu setzen, wenn man einen gröfseren Widerstand derselben gegen Auftrieb erreichen will, wie dies bei Schleusenböden und in anderen Fällen, ebenso auch bei elastischem Boden vorkommen kann.

Perronet erwähnt hierüber folgendes: „Wegen der Schnellkraft eines fetten und dichten Bodens können in einen solchen nur eine gewisse Anzahl Pfähle geschlagen werden, indem, wenn über diese hinausgegangen wird, die zuerst eingerammten wieder herausspringen. Dies wird jedesmal der

Fall sein, wenn der Stofs und die gröfsere Dichtigkeit, welche das Erdreich durch die hineingeschlagenen Pfähle angenommen hat, ins Gleichgewicht gekommen sind. Das Erdreich könnte auch schon von Natur die eben gegebene Dichtigkeit und Federkraft haben. In einem solchen Falle würde der Pfahl nur bis auf eine gewisse Tiefe eindringen, und zwar so lange, als das Erdreich in die Höhe treten kann, um ihm Platz zu machen, wie bei reinem frischen Ton, wenn er fest genug ist. Man könnte es zwar auch fertig bringen, dafs die Grundpfähle, welche man in einen etwas fetten und elastischen Boden geschlagen hat, durch das Einschlagen eines neuen Pfahles nicht wieder herausgetrieben werden können; allein ein solcher neuer Pfahl würde dann nicht tiefer gehen, als der im vorigen Absatze erwähnte. Es würde dazu nur nötig sein, die Pfähle mit dem starken Ende nach unten einzurammen, und zwar aus folgenden Gründen: Werden die Grundpfähle mit dem dünnen Ende nach unten eingerammt, so wirken auf ihre kegelförmigen Oberflächen von allen Seiten Kräfte, wenn ein anderer Pfahl in der Nähe eingeschlagen wird, da das Erdreich als elastisch angenommen wurde; jede dieser rechtwinkelig auf die Oberfläche des Kegels wirkenden Kräfte zerlegt sich in zwei andere, von denen die eine, in wagerechter Richtung wirkend, je durch eine andere ebensolche ihr entgegengesetzte aufgehoben wird, die andere, in der Richtung der Achse wirkende, aber den Pfahl in die Höhe hebt und zum Teil herausdrängt. Aus gleichen Gründen mufs das Gegenteil erfolgen, wenn das dicke Ende unten ist, so dafs in diesem Fall die Kräfte, die auf die Pfahloberfläche wirken, weit entfernt ihn herauszudrängen, nur bestrebt sein werden, ihn womöglich in der Richtung seiner Achse noch tiefer in den Grund zu drücken."

Beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn zeigte sich an dem einen Pfeiler die eigentümliche Erscheinung, dafs während der Arbeit sich die Sohle der Baugrube um 0,31 m und mit ihr die bereits eingerammten Pfähle samt Rammrüstung um 0,1 m in die Höhe hob, eine Erscheinung, die jedoch zu keinen weiteren Besorgnissen Veranlassung gab, da eben der feste Ton, in welchen die Baugrube eingeschnitten war, eine Gefahr der Unterspülung weniger als bei den übrigen Pfeilern befürchten liefs.[51])

3. Die **Länge** der Pfähle für die verschiedenen Bauzwecke festzustellen ist von Wichtigkeit. Bei Pfählen zu Bohlwerken und ähnlichen Bauten, die keine grofsen Lasten tragen sollen und ein späteres Nachsinken also nicht befürchten lassen, ergibt sich die Gesamtlänge leicht aus dem durch den Entwurf gegebenen Teil oberhalb des Bodens und aus dem davon abhängigen, meist nach allgemeinen Erfahrungssätzen bestimmten Mafs für den Teil im Boden. Bei Bohlwerken gilt als alte Regel, die natürlich in verschiedenen Fällen wesentlichen Beschränkungen unterworfen ist, die Pfähle etwa ebenso tief im Boden stehen zu lassen, wie sie darüber hervorragen. Für Fangdämme und ähnliche Zwecke treibt man die Pfähle nur soweit in den Boden, dafs sie eben feststehen.

Bei Pfählen, die eine bedeutende Last tragen sollen, wie Rostpfähle, macht die Bestimmung ihrer Länge sorgfältige, oft schwierige Voruntersuchungen nötig (vergl. § 13).

Besteht der Baugrund, auf welchen die Last übertragen werden soll, aus Fels, Kies und ähnlichem Boden, in welchen die Pfähle gar nicht oder nur wenig eindringen, so ergibt sich ihre Länge aus der Tiefenlage des festen Baugrundes unter der Rostoberfläche und aus dem beim Abschneiden des Pfahlkopfes nach vollendetem Rammen verlorenen Teile. Es ist dabei aber zu beachten, dafs an derselben Baustelle die Tiefe, in welcher die feste Schicht erreicht wird, oft schnell wechselt und deshalb eine genaue Untersuchung durch Bohrungen, Probepfähle u. s. w. erforderlich wird.

Besteht der Baugrund aus einem unelastischen, bis zu einem gewissen Grade nachgiebigen Boden, so ist es geraten, die Tiefe, bis zu welcher die Pfähle eingeschlagen werden müssen, um festzustehen, durch Probepfähle zu ermitteln. Aus der Beziehung zwischen dem Widerstand eines Pfahles gegen das Eindringen unter einer ruhenden Last und unter dem Fall des Rammbären pflegt man ein Mindestmafs für die Bewegung

---

[51]) Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.

des Pfahles unter den letzten Schlägen des Rammbären festzusetzen, worauf weiter unten zurückzukommen ist (vergl. § 13).

Besteht endlich der Baugrund aus einem elastischen Boden, wie weicher Ton u. s. w., so ist die Ermittelung der zweckmäfsigsten Länge der Pfähle sehr schwierig. Eingetriebene Probepfähle geben in solchen Fällen keinen richtigen Anhalt, weil sie sich, so lange der Boden durch andere Pfähle noch nicht verdichtet ist, leicht auf grofse Tiefen eintreiben lassen, die mit den übrigen Pfählen nicht zu erreichen sein würden. Andererseits kann der durch die Rammarbeiten verdichtete Boden sich später mit dem umliegenden ins Gleichgewicht setzen und damit an Widerstandsfähigkeit verlieren. Für Fälle dieser Art sind allgemein giltige Regeln nicht aufzustellen; es erfordern vielmehr die besonderen Eigenschaften des Bodens eine eingehende Prüfung unter genauer Beachtung der in ähnlichen Fällen gemachten Erfahrungen.

Erweisen sich die Rammpfähle als zu kurz, so kann man sich entweder dadurch helfen, dafs man die Pfähle dichter nebeneinander setzt, damit der Boden noch mehr verdichtet und die auf jeden Pfahl kommende Last vermindert wird oder, dafs man bei einzelnen Pfählen diese aufpfropft, d. h. mittels eines aufgesetzten Stückes verlängert, wobei indessen mit grofser Vorsicht zu verfahren ist. Im allgemeinen wird man im Zweifelfalle die Pfähle eher etwas zu lang als zu kurz machen und das überflüssige Stück später abschneiden. Ein zu starkes Eintreiben ist zu vermeiden, weil damit die Gefahr einer Zerstörung des Pfahles während des Rammens verbunden ist.

4. Die **Stärke** der Pfähle hängt vorzugsweise von deren Länge ab. Perronet empfiehlt, Langpfählen von 15 bis 18 Fufs (5 bis 6 m) Länge eine mittlere Stärke von 10 Zoll (27 cm) zu geben und für jede 6 Fufs Mehrlänge 2 Zoll (f. d. lfd. m etwa 28 mm) an mittlerer Stärke zuzusetzen, so dafs z. B. ein Pfahl von 10 m Länge ohne Rinde 41 cm in der Mitte stark sein müfste.

Grundpfähle brauchen nicht so stark zu sein, da sie weniger leicht sich biegen und äufseren Angriffen nicht ausgesetzt sind. Nach Perronet genügen bei 10 bis 12 Fufs (3 bis 4 m) Länge etwa 9 Zoll (24 cm) Durchmesser und für jede 6 Fufs Mehrlänge ein Zoll Mehrstärke (f. d. lfd. m etwa 14 mm). Ein Grundpfahl von 10 m Länge würde danach ungefähr 33 cm in der Mitte haben müssen.

Für Fangdämme, Rüstungen u. s. w. können je nach Umständen die Pfähle schwächer genommen, oft aber auch in sehr bedeutenden Stärken nötig werden.

5. Die **Zuspitzung und Beschuhung** der Pfähle erfolgt, um das Eindringen in den Boden zu erleichtern, indem sie vor dem Einrammen am unteren Ende drei- oder vierseitig einfach zugespitzt oder mit eisernen Schuhen versehen werden. Die unterste Spitze wird in ersterem Fall pyramidenförmig abgestumpft. Die dreiseitigen Spitzen sind wirksamer zur Verhütung des Drehens des Pfahles, leiden aber in nicht weichem Boden der schärferen Ecken wegen mehr, weshalb namentlich bei starken Pfählen die vierseitigen Spitzen gebräuchlicher sind (s. Abb. 1, Taf. I). Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen sein. Ein mittleres Mafs für die Länge der Zuspitzung ist etwa das $1^1/_2$ bis 2fache des Pfahldurchmessers.

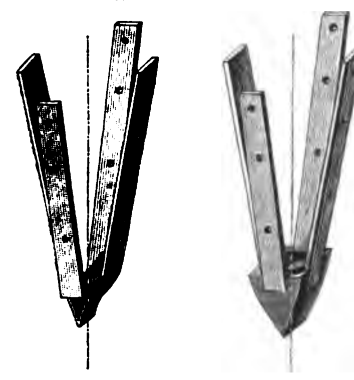
In festem, mit Geröll durchsetztem Boden legen sich die hölzernen Spitzen der Pfähle leicht um und erschweren dadurch das weitere Eintreiben. Man hat sie deshalb wohl durch Anflammen gehärtet. Ungleich wirksamer aber ist es, sie mit eisernen Schuhen zu versehen, die mit je 3 oder 4 Laschen (Schienen) versehen, an den Pfahl festgenagelt werden (s. Abb. 2). Hierbei kommt es besonders in steinigem Boden leicht

vor, daſs bei ungenügender Berührungsfläche zwischen Pfahl und Schuh, und wenn die Mittellinien beider nicht zusammenfallen, die eisernen Spitzen aus der Achsenrichtung des Pfahles geraten, sich dann biegen und vom Pfahl lösen. Man darf daher das Auflager nicht zu klein nehmen. Die Nagellöcher an den Pfahlschuhen sollen ferner nicht rund, sondern länglich sein, um einen gewissen Spielraum beim Zusammendrücken der nur schwachen Spitze des hölzernen Pfahles zu gestatten.[52])

Mit gutem Erfolg hat man die unteren Spitzen der Pfahlschuhe wohl auch von Guſseisen hergestellt und an diese die schmiedeisernen Laschen genietet (s. Abb. 3, Taf. I).[53])

Abb. 44 u. 45. *Pfahlschuhe.*

Abb. 44. Abb. 45.



Eine andere Zusammensetzung ist von Defontaine angegeben. Bei dieser werden zwei in U-Form gebogene Blechstreifen so ineinandergesteckt, daſs sie die vier Lappen des Schuhes bilden (s. Abb. 44), und dann wird der Kern (die Spitze) in einer Form um den unteren Teil der Lappen gegossen (s. Abb. 45). Die Vorzüge dieser Schuhe bestehen in der innigen Verbindung der Lappen mit dem Kern und in dem geringen Gewicht. Letzteres soll bei Pfählen von 36 bis 40 **cm** Stärke mit 8 **kg** genügen und für jede 4 **cm** Minderstärke 1 **kg** weniger betragen; also beispielsweise für 20 bis 24 **cm** starke Pfähle 4 **kg**. Günstige Ergebnisse hat man auch mit Pfahlschuhen aus 2 bis 3 **mm** starkem Eisenblech erzielt, welches um einen vollen Kern von etwa 100 **mm** Stärke gelegt und mit diesem verschweiſst wurde.

Ganz aus Guſseisen hergestellte Pfahlschuhe sind in seltenen Fällen in Form hohler Kegel, die mit den Pfählen durch Dorne verbunden wurden, angewendet worden (s. Abb. 4, Taf. I).

Dem Mangel einer guten Anordnung und Befestigung der eisernen Pfahlschuhe ist es meist zuzuschreiben, wenn solche Schuhe sich vielfach nicht bewährt haben, so daſs man von ihrer Anwendung nach einigen Versuchen oft ganz wieder abgesehen hat. Namentlich sollten nach mehrfach übereinstimmenden Erfahrungen[54]) nur sorgfältig an den Pfählen befestigte Schuhe mit kurzen, nicht zu schlanken, vollen Metallspitzen und zwar nur dann Verwendung finden, wenn mit ihnen angestellte Proben günstig ausfielen.

6. Verstärkung der Pfahlköpfe. Den Pfahlkopf versieht man, wenn er starken Rammschlägen ausgesetzt werden muſs, nachdem er zur Längenrichtung des Pfahles genau senkrecht abgeschnitten und an den Kanten abgefast, mitunter auch kugelförmig abgearbeitet ist, um vom Bären in der Mitte getroffen zu werden, mit einem sorgfältig aufgepaſsten eisernen Ringe, dessen Abmessungen nach der Schwere des Rammbären und nach der Fallhöhe sich richten. Ein solcher Ring schützt vor zu schneller Zerstörung der Holzfasern, muſs aber, um diesen Zweck vollständig zu erfüllen, aus bestem sehnigen

[52]) Nach der Brunel'schen Aufstellung für die Bauten auf den Zweiglinien der Great Western-Bahn in England muſsten die Schuhe für einen 12 Zoll im Geviert haltenden Pfahl, je nach der Natur des Bodens und der Tiefe, auf welche der Pfahl einzutreiben war, 24 bis 36 Pfd. wiegen. Die dabei vorgeschriebene Gröſse der wagerechten Berührungsfläche zwischen Pfahl und Schuh von 3 Zoll im Geviert hat sich mehrfach als ungenügend erwiesen.

[53]) Vergl. auch: Guſseiserne Pfahlschuhe mit Hartguſsspitzen. Engng. news 1894, II. S. 224.

[54]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 278 u. 324.

Eisen in ausreichenden Abmessungen hergestellt werden; er wird selten weniger als 25 mm stark und 60 mm hoch gemacht.

Beim Bau der Thorner Weichselbrücke hat man für die vierkantigen 26 cm starken Hölzer zu den Pfahlwänden der Pfeiler kegelförmige, in Gesenken geschmiedete Ringe von 125 mm Höhe und 55 mm mittlerer Stärke verwandt, die sich als sehr zweckmäfsig erwiesen haben sollen.

Beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg haben sich Ringe aus schwedischem Eisen von 25 mm Stärke, 50 bis 70 mm Höhe bei 27 bis 40 cm Weite gut bewährt. Da hier namentlich im Winter die Ringe oft sprangen, so hat man Versuche mit Ringen aus Bandeisen angestellt. Ein solcher Ring hielt sich während 14 Tagen fortwährenden Gebrauchs. Das Bandeisen war 50 mm breit, wurde in einer Länge sechs- bis zwölfmal um einen hölzernen Dorn von der Dicke des Pfahles geschlagen und durch vier Nieten mit länglichen Nietlöchern vernietet oder durch eine Umwickelung von ausgeglühtem Eisendraht verbunden. 12 Lagen des Bandeisens gaben 25 mm Stärke, 6 erwiesen sich schon genügend stark. Auch Ringe von Eisendraht, welche zu einem Bündel vereinigt und mit ausgeglühtem Draht umwickelt waren, haben lange gehalten. Gleichwohl hat man diese Ringe aus Bandeisen wieder entfernt, weil bei ihrer Anwendung die Pfähle häufiger spalteten. Diese Erscheinung wird der geringeren Steifigkeit und gröfseren Dehnbarkeit zugeschrieben, Eigenschaften, welche gleichzeitig den Bruch dieser Ringe verhüteten.[55])

Nach langem Rammen tritt leicht ein Aufstauchen des Pfahlkopfes ein, wobei das Holz schwammig und pilzig wird und die Kraft der Rammschläge abschwächt, so dafs der so zerstörte Teil abgeschnitten und ein neuer Kopf angearbeitet werden mufs.

7. Aufpfropfen der Pfähle. Mufs infolge unzureichender Länge eines Pfahles ein Stück aufgepfropft werden, so empfiehlt es sich, die beiden Hölzer stumpf gegeneinander stofsen zu lassen. Um sie in ihrer Lage zu einander zu erhalten, kann man eiserne Schienen in der Längenrichtung des Pfahles durch Nägel befestigen (s. Abb. 5, Taf. I) oder in der Mitte beider Stofsflächen einen Dorn anbringen und um die Pfahlenden eiserne Ringe legen (s. Abb. 7), oder auch, nach der in England üblichen Art, beide zu verbindende Enden mit einem gufseisernen Schuh umschliefsen (s. Abb. 9). Perronet hat in solchen Fällen eine doppelte quadrantische Verblattung angewandt (s. Abb. 8), die Hölzer durch einen leichten Schlag des Bären zuerst ineinander treiben und dann die Verbindungsstelle mit zwei eisernen Ringen umlegen lassen. Vielfach werden die Hölzer auch mit einfacher Verblattung zusammengefügt und verschraubt.

Hölzerne Pfähle von aufserordentlicher Länge sind bei amerikanischen Brückenbauten zur Verwendung gekommen. Bei der Thames-Brücke bei New-London in Nordamerika sind die Grundpfähle bis zu 29 m lang. Weit überragt wird dieses Mafs aber noch durch die Langpfähle der hölzernen Joche der Brücke über den Atchafalaya-Strom (Berwicks Bay) im Zuge der Morgano-Texas- und Louisiana-Eisenbahn in Nordamerika.

Dieses Bauwerk besteht aus neun mit eisernen Trägern überdeckten, festen Stromöffnungen von je 48 m Weite und einer zweiarmigen Drehbrücke von 2 × 41 m. Der Flufs soll fast durchgehend eine Tiefe von 15 m haben; sein Bett zeigt zunächst Schlamm, darunter findet sich als sicherer Baugrund Mississippi-Ton in einer Tiefe bis zu 27 m unter den Auflagern der Brückenträger.

Die Joche der festen Brücke bestehen aus je zwei Bündeln zu 12 Pfählen, von denen einzelne wegen der sehr tiefen Lage des sicheren Baugrundes bis zu 41 m (135 Fufs) Länge nötig wurden. Bei solch bedeutenden Längen sind die meisten Pfähle aus zwei Baumstämmen zusammengesetzt, die durch einen 76 mm starken, 0,61 m langen inneren Dollen, sowie durch zwei eiserne, im Grundrifs halbkreisförmige, 12 mm starke, 2,13 m lange, fest um die Pfähle gelegte und durch Schrauben verbundene Laschen aufeinandergepfropft sind (s. Abb. 6, Taf. I). Zum Anbringen der Schrauben wurden die Laschen an den Längskanten mit Winkeleisen versehen.

---

[55]) Vergl. Köpcke, Die steuerfreie Niederlage zu Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 291 ff.

Zum Einrammen der Pfähle ist eine schwimmende Dampframme mit 28,7 m hoher Rute und 5 t schwerem Rammbären benutzt worden. Die erforderliche Versteifung der Pfeiler wurde mittels Kettenbändern und Zangen, zum Teil durch Taucherarbeit, in etwa 14 m Tiefe bewirkt.

Zahlreiche Brücken über Nebenarme des Mississippi, wie Bayou Boeuf, Bayou Courtobleau und andere kleinere Flüsse, teils mit eisernem, teils mit hölzernem Oberbau versehen, sollen auf der genannten Bahn und auf der Bahn von New-Orleans nach Mobile in gleicher Weise ausgeführt sein.[56])

Alle solche Verbindungen schwächen den Pfahl wesentlich und sind deshalb tunlichst zu vermeiden; jedenfalls ist ein Aufpfropfen mehrerer Pfähle nebeneinander bei gröſseren Grundbauten unzulässig.

§ 5. Schutz hölzerner Pfähle gegen Bohrwürmer.[57]) Die zu Seebauten verwendeten Hölzer sind in vielen Gegenden den gefährlichen Angriffen holzzerstörender Tiere ausgesetzt und bedürfen besonderer Schutzmittel, um nicht zu schnell der vollständigen Zerstörung anheimzufallen. Übrigens werden Rundpfähle vom Bohrwurm weniger angegriffen, als geschnittenes Holz.

Als eines der schädlichsten Tiere dieser Art galt bisher der Bohrwurm oder Pfahlwurm *(Teredo navalis)*. Er stammt aus den Meeren der heiſsen Zone — (vielleicht aus Ostindien) — und soll um 1780 nach Holland verschleppt worden sein, wo er an den Bauten bei Amsterdam schreckenerregenden, nach Millionen abgeschätzten Schaden anrichtete. Später ist er, wahrscheinlich infolge des Klimas, minder zahlreich aufgetreten, obgleich er noch jetzt an den Küsten der Nordsee, des atlantischen Ozeans und anderer Meere vorkommt. Er hat ungefähr die Gröſse eines Regenwurms. Über sein Auftreten an der englischen Küste führt u. a. Rendel als Beispiel an, daſs durch ihn an dem Royal pier bei Southampton im Verlaufe von vier Jahren 14zöllige Hölzer auf 4zöllige vermindert wurden. Auch an der Ostseeküste hat der Bohrwurm sich heimisch gemacht; namentlich von Warnemünde wird mitgeteilt, daſs dort mehrere Pfähle, welche im sogenannten Strom gestanden haben, arg beschädigt sind. Bis zu welchen Wassertiefen dieses Tier seine Angriffe ausführt, ist nicht aufgeklärt. Bei den Schleusenbauten in Wilhelmshafen hatte man geglaubt annehmen zu dürfen, daſs er in gröſserer Tiefe als 5 m unter Niedrigwasser nicht fressen würde und hielt hiernach die Anwendung von Drempel-Schutzleisten aus Holz für unbedenklich. Man machte aber bald die Entdeckung, daſs nach einer 4- bis 5jährigen Dauer die Eichenholzleisten der Schleusentore fast vollständig vom Bohrwurm aufgezehrt waren.

Andere Holzzerstörer sind die *Chelura terebrans* und vor allem die *Limnoria lignorum*[58]), die als besonders gefährlich für die Nordseeküsten erkannt ist. Das in England unter dem Namen *„gribble“* bekannte Tier hat dort viele Zerstörungen verursacht. An der französischen Küste scheint man erst im Jahre 1879 und zwar in Cherbourg auf dasselbe aufmerksam geworden zu sein. In Holland hat man bis vor einigen Jahren wenig über die Limnoria erfahren, wozu die geringe Gröſse des Tieres, von 2 bis 3 mm, beigetragen haben mag. In den letzten Jahren hat es sich aber auch an den holländischen Küsten ausgebreitet und es ist nicht unwahrscheinlich, daſs es auch die deutschen Küsten aufsuchen wird.

In der unten angegebenen Quelle[59]) wird ausgesprochen:

---

[56]) Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 304.

[57]) Nach G. Meyer, „Der Grundbau“, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., I. Gruppe, 2. Heft. Leipzig 1896. S. 3.

[58]) Über die *Limnoria lignorum* und über die Mittel zu deren Abwehr vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266 und 1887, S. 78.

[59]) Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266.

„Dafs dieses kleine Tierchen aber viel Unheil, und zwar in noch gröfserem Umfange als der Pfahlwurm, anrichten kann, geht aus dem Bericht des französischen Ingenieurs Clavenad hervor. Demzufolge führt die Limnoria eine ganz andere Lebensweise, als der Pfahlwurm. Letzterer lebt als Einsiedler in seinem Bohrloche von halber Fluthöhe abwärts bis auf gröfsere Tiefen, beispielsweise bis auf 5 m unter Niedrigwasser in einzelnen Teilen der Gründung der Schleuse in Vlissingen, und füllt das Bohrloch mit seinem Körper gänzlich aus. Dagegen ist die Limnoria durchaus geselliger Art. Hat sie sich einmal im Holzwerk festgesetzt, so macht sie sofort Raum auch für ihre Nachkommen. Je mehr die Nachkommenschaft zunimmt, um so mehr suchen die jungen Tiere durch Seitenkanäle sich neue Wohnungen einzurichten. Mit Vorliebe wählen sie weiches Holz und bohren zunächst nur bis zum äufseren Jahresringe; erst wenn es notwendig, dringen sie weiter durch die harte Kruste bis zum folgenden Jahresringe vor. Das Holz erscheint demnach von aufsen sehr beschädigt, was bei den Zerstörungen durch den Bohrwurm nicht immer der Fall ist. Der jugendliche Pfahlwurm greift das Holz hauptsächlich in den Sommermonaten an, welche die Zeit seiner Fortpflanzung zu sein scheinen. Die Limnoria beschränkt sich jedoch nicht auf die Sommermonate. In Holzproben aus Cherbourg fand man beispielsweise im Januar Weibchen mit legereifen Eiern. Es weichen also in Bezug auf Lebensweise die beiden Schaltiere wesentlich voneinander ab."

Zum Schutze der Hölzer gegen die Angriffe des Bohrwurms bekleidet man deren Oberfläche an manchen Orten mit Metall in Platten, auch mit kupfernen Nägeln mit grofsen plattenförmigen Köpfen u. dergl.

Bei drei hölzernen Brücken in Drontheim sind die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Pfähle mit Tonröhren bekleidet worden. Die Röhren wurden nach dem Einrammen der Pfähle über diese gezogen und, jede mit der Muffe nach oben gerichtet, aufeinander gedichtet. Die unterste Röhre reicht 30 bis 40 cm in den Boden und stützt sich auf untergelegte Bohlenstücke. Nach oben reichen die Röhren nur bis in die Nähe des Niedrigwassers, weil in den höheren Wasserschichten wegen geringen Salzgehaltes der Bohrwurm nicht vorkommt. Der Zwischenraum zwischen den Tonröhren und den Pfählen wurde mit Sand ausgefüllt. Zu bemerken ist, dafs im vorliegenden Falle ein Anstofsen der Schiffe durch die Stellung der Pfähle ausgeschlossen ist. Bei den beweglichen, aus Rundhölzern bestehenden Teilen der Brücken, so weit sie gleichfalls unter Wasser liegen, ist eine Bleibekleidung angewandt.[60])

Über eine andere in Christiansand bei dem Bau einer hölzernen Landungsbrücke ausgeführte Schutzhülle wird berichtet, dafs die die Landungsbrücke tragenden hölzernen Pfähle mit gufseisernen Flanschröhren umgeben sind, deren unterste in den Boden eingeschraubt wurde.[61]) Auch Monier-Röhren sind für diesen Zweck als Umhüllung benutzt worden.[62])

Ein weniger kostspieliges Mittel als das Bekleiden der Hölzer mit einer Schutzhülle ist das Durchtränken mit Kreosot, welches sowohl gegen den Pfahlwurm, als auch gegen die Limnoria und die Chelura in England und Holland vielfach angewandt wird. Auch bei den Uferbauten des Hafens von New-York hat man in den letzten Jahren begonnen, die zur Verwendung gelangenden Kiefern- und Fichtenhölzer, deren Dauer unter den Angriffen des Bohrwurms zu nur 10 bis 12 Jahren angegeben wird, zur Erhöhung ihrer Haltbarkeit mit Kreosot zu tränken; dem Anscheine nach mit gutem Erfolge.

Ob das Durchtränken der Hölzer mit Kreosot ein sicheres Mittel gegen die Angriffe der Holzzerstörer ist, darüber liegen abschliefsende Urteile nicht vor. Jedenfalls scheint aber die Wirkung des Mittels von der reichlichen Bemessung des auf die Raum-

---

[60]) Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 540.

[61]) Vergl. daselbst.

[62]) Proc. of the inst. of civ. eng. 1900, Bd. 4, S. 288. — Engng. news 1901, I. S. 103.

einheit Holz eingepreſsten Kreosots abzuhängen. Da bei Oude Schild auf Texel (Holland) die Limnoria noch in Holzwerk gefunden wurde, welches mit 160 l auf 1 cbm getränkt war, so ist es möglich, daſs diese Menge zu gering gewesen ist und daſs, wie der Franzose Forestier annimmt, 300 l für 1 cbm erforderlich sind, um einen hinreichenden Schutz gegen die Limnoria zu erhalten. Es wird empfohlen, die schweren, gummiartigen Kreosote zu verwenden und groſsporiges Holz zu wählen.[63])

Von den Holzarten, welche den Angriffen der genannten Holzzerstörer, wenn auch nicht unbedingt widerstehen, so doch gegen diese sich gut gehalten haben, ist zuvörderst das in England viel benutzte Grünholz *(Greenheart)* zu nennen.[64]) Bei den von Stevenson am Bell rock mit den verschiedensten Holzarten angestellten Versuchen hat dieses Holz sich besonders bewährt und wurde nach Verlauf von 19 Jahren noch gesund befunden, während Teakholz schon nach 13 Jahren angegriffen war. Nicht ganz so günstig, aber immer noch günstig genug, lauten die an der holländischen Küste bei Vlissingen gemachten Beobachtungen, wo nach Verlauf von 19 Jahren das Grünholz kleine, freilich nicht tiefgehende Löcher zeigte, während die anderen Holzarten gänzlich zerstört oder doch sehr stark angegriffen waren. Daraus kann gefolgert werden, daſs der Holzwurm das Grünholz zwar angreift, aber darin nicht weiter fortleben kann und bei tieferem Eindringen abstirbt. Neuerdings wird daher das Grünholz in Holland zu Seebauten vielfach verwendet. Sein Preis soll sich in Vlissingen auf etwa 140 Mk. f. d. cbm stellen.[65])

Eine andere Holzart, welche neben weiteren hervorragenden Eigenschaften als beständig gegen alle Bohrwürmer bezeichnet wird, ist das in Australien wachsende Jarrah-Holz, eine Art Eukalyptus, welches jetzt noch ausschlieſslich nach London ausgeführt werden soll.[66]) Nach den in Kalifornien gemachten Erfahrungen gewähren nur zwei Holzarten Sicherheit gegen den Bohrwurm, nämlich das Holz der Tannen- oder Pflaumpalme und das der *Eucalyptus rostrata.*

Endlich mag, mit Rücksicht auf die Vermeidung der Holzzerstörung durch den Bohrwurm, der Vorschlag von Th. Möbus in Berlin erwähnt werden, nach welchem auf hölzerne Grundpfähle Eisenbetonpfähle (s. § 8) aufzupfropfen wären.[67])

§ 6. Hölzerne Spundpfähle. Pfahl- und Spundwände.

1. **Die Spundpfähle** (Spundbohlen) dienen zur Herstellung einer geschlossenen, je nach ihrer Bestimmung mehr oder weniger wasserdichten Wand. Je nach der Stärke der verwendeten Hölzer unterscheidet man Bohlen-, Halbholz-, Ganzholz-Spundwände oder Pfahlwände. Die Stärke der Spundpfähle hängt zunächst von ihrer Länge ab, indem sie genügenden Widerstand gegen die mit der Länge zunehmende Neigung zur Biegung leisten müssen, sodann von der Festigkeit des Bodens, in welchen sie eingerammt werden müssen und endlich von dem Angriff des Wassers. Sie schwankt zwischen 8 und 30 cm. Gewöhnlich rechnet man wohl bei 2 m Länge 10 cm Stärke und für das Meter Mehrlänge 1 bis 2 cm Mehrstärke. Die Breite der einzelnen Hölzer wählt man meist zwischen 25 und 35 cm.

---

[63]) Südd. Bauz. 1899, No. 26 des Anzeigers für die Holzindustrie.

[64]) Über „die Widerstandsfähigkeit des Grünholzes gegen die Angriffe des Pfahlwurms" vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 204 u. 279; 1889, S. 319. Vergl. auch: Fortschr. d. Ing.-Wissensch. II. 2, S. 3 u. 4; und Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 396 u. 397.

[65]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 279.

[66]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 207.

[67]) Deutsche Bauz. 1904, Beiblatt: Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau, No. 8, S. 32.

Die Länge der Spundpfähle richtet sich nach der Tiefe, bis zu welcher ein Unterspülen möglich ist und nach der Beschaffenheit des Bodens, in welchem sie ihren Stand erhalten sollen. In letzterer Beziehung ist zu beachten, dafs die Spundwände selten zum Tragen bestimmt sind und dafs man sie daher in der Regel nicht tiefer einzurammen braucht, als zur Gewinnung eines Schutzes für den Grundbau unbedingt erforderlich ist.

2. Die Spundung. Das zur Herstellung einer geschlossenen Spundwand erforderliche gleichmäfsige, sorgfältige Eintreiben der Pfähle in vorgeschriebener Richtung wird bei den eigentlichen Spundwänden durch die Führung, welche die Hölzer in den Spundungen finden, gefördert. Eine der gebräuchlichsten Arten der Spundungen ist die quadratische (s. Abb. 10, Taf. I), bei welcher der Querschnitt der Nute ein Quadrat bildet, dessen Seite meist $^1/_3$ der Pfahldicke gleich ist und in welche die Feder (der Spund) des anderen Pfahles mit geringem Spielraum pafst. Die quadratische Spundung kann bei Bohlenstärken von etwa 12 **cm** und mehr zur Anwendung kommen.

Um den Nutbacken an der Wurzel eine gröfsere Stärke zu geben, wendet man die Keilspundung an. Hier bildet der Spund im Querschnitt ein gleichseitiges Dreieck, dessen Grundlinie gleich der halben Bohlenstärke ist (s. Abb. 11).

Bei schwachen Hölzern, bei welchen die erwähnten Formen zu geringe Abmessungen erhalten würden, macht man wohl die Seite des Dreiecks der vollen Holzbreite gleich (s. Abb. 16), als sogenannte Gratspundung, oder wählt die Form nach Abb. 17 als halbe Spundung oder Falzung.

Um an Holz zu sparen, wurden mitunter sämtliche Pfähle an beiden Seiten mit Nuten versehen, in welche nach dem Einrammen der Pfähle Federn getrieben werden. Diese Anordnung hat aber den Nachteil, dafs die Federn leicht zerbrechen und dafs die Spundpfähle während des Rammens der sonst vorhandenen gegenseitigen Führung entbehren. Demgegenüber und unter der Annahme, dafs die Federn und Nuten der Spundpfähle hauptsächlich zur besseren Führung, weniger aber zur Vermehrung der Wasserdichtigkeit beitragen, ist vorgeschlagen worden, um die Reibung der Feder in der Nut beim Einrammen zu vermindern, jedem zweiten Spundpfahl eine Nut auf beiden Seiten zu geben, den zwischenstehenden Pfahl aber statt mit einer Feder nur mit einem, etwa 1 **m** über der Anschärfung durchgesteckten, Zapfen von 0,1 **m** Höhe und von der Breite der Nut, in welcher er sich beim Einrammen bewegt, zu versehen.[68])

Bei der Elbbrücke zu Pirna sind die Spundpfähle auf beiden Seiten ausgefalzt und dann mit Federn versehen worden, die mit Holzschrauben befestigt, als Spund allemal in den nächststehenden Nutpfahl eingriffen. Es wurde dadurch eine wesentliche Holzersparung gegenüber dem aus dem vollen Holze ausgearbeiteten Spunde erreicht und die angeschraubten Federn haben sich widerstandsfähiger gezeigt, als die gewöhnlichen Spunde.

Bei den Hafenbauten in Stettin[69]) wurden die 5 **cm** hohen Federn der Spundpfähle 2 bis 4 **mm** länger als die Nutentiefe und 5 **mm** schmäler als die Nutenbreite gemacht, was sich gut bewährt hat. Die Kuppelung der Spundpfähle erfolgte zum Teil durch Eisenklammern von 20 bis 24 **cm** Länge mit 8 bis 12 **cm** langen Zinken, die in Entfernungen von 1,5 **m** versetzt auf beiden Seiten eingeschlagen wurden. Für derartig gekuppelte Spundpfähle genügte eine niedrige Feder von nur 15 **mm** Höhe und eine Nut von 13 bis 14 **mm** Tiefe, wodurch eine Holzersparnis erzielt wurde.

[68]) Vergl. Grubitz, Über die Form der Spundpfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 95.

[69]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 571.

Zur Herstellung einer möglichst wasserdichten Wand hat sich die Ausfüllung der Fugen mit Moos oder mit hydraulischem Mörtel vielfach als zweckdienlich erwiesen. Im übrigen ist bezüglich der Dichtung der Spundwände auf den § 20, 3. zu verweisen.

Das zu den Spundpfählen und Bohlen verwandte Holz mufs mehr noch als das der Spitzpfähle geradfaserig und nicht zu trocken sein, um ein Spalten, Werfen und Seitwärtsgleiten während des Rammens zu verhüten.

Zum Anfertigen der Spundungen werden die einzelnen Hölzer mit genau gleichlaufenden Seiten hergestellt und dann die Nuten und Federn mit Hobeln, in neuerer Zeit häufig auf Maschinen[70]), angeschnitten. Die Hölzer wählt man dabei nicht zu schmal, um die Anzahl der Fugen und den durch jede Spundung entstehenden Verlust an Breite einzuschränken. Die gewöhnlich gewählten Breiten liegen zwischen 25 und 35 cm. Jeder Spundpfahl erhält entweder an der einen Seite eine Nut und an der anderen eine Feder, oder man versieht den einen Teil der Pfähle mit je zwei Nuten und den anderen mit je 2 Federn.

Abb. 46 bis 48. *Zusammengesetzte Spundbohlen.*

Abb. 46. Compound-Spundbohlen.

Abb. 47. Wakefield triple lap-Spundbohlen.

Abb. 48. Eckbildung.

In den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika verwendet man gegenüber der bei uns üblichen Spundung vielfach zwei oder drei nach den Abb. 46 bis 48 gegeneinander versetzt zusammengebolzte Bohlen (Compound- bezw. Wakefield triple lap)[71]), bei denen allerdings die vorstehenden, wenn auch abgerundeten Bolzenköpfe beim Einrammen, sowie beim Ausziehen hinderlich sein dürften. Abb. 48 zeigt die Eckbildung.

3. Zuschärfung der Spundpfähle. Am unteren Ende werden die Hölzer, um das Einrammen zu erleichtern, von beiden flachen Seiten aus symmetrisch zu einer Schneide zugeschärft, wobei man die Länge des Keiles auf etwa das 2- bis 3fache der Holzdicke bemifst (s. Abb. 12 u. 13, Taf. I). Eine auch an den schmalen Seiten vorgenommene Zuspitzung bringt leicht den Übelstand mit sich, dafs beim Rammen Steine, Holz Erde u. s. w. zwischen die Pfähle geprefst und diese dadurch auseinandergetrieben werden. Der mit einer einseitigen Abschrägung der Kanten (Abb. 14) beabsichtigte Zweck, den Spundpfahl beim Einrammen gegen den vorstehenden zu treiben und dadurch einen dichteren Schlufs zu erzielen, ist ohne jenen Nachteil auch dadurch zu erreichen, dafs man die untere Schneide etwas neigt (s. Abb. 22 bis 24, Taf. I) und die anschliefsenden Keilflächen rhomboidisch gestaltet, so dafs die Pfahlspitzen im wagerechten Querschnitt nicht rechteckig, sondern trapezförmig erscheinen[72]) (vergl. Abb. 22, Taf. I).

Bei sehr festem Boden versieht man die Spundpfähle auch wohl, ähnlich wie die Spitzpfähle, mit eisernen Schuhen, welche die Schneide ihrer ganzen Länge nach

[70]) Bei den Kieler Hellingsbauten sind mit einer, durch eine 10pferdige Lokomobile getriebenen, Spundmaschine täglich 300 bis 400 lfd. m Bohlen von 20 bis 25 cm Stärke mit Nut und Feder versehen worden, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 68.

[71]) Schweiz. Bauz. 1905, Bd. XLV, S. 227.

[72]) Beim Bau der Thorner Weichselbrücke, wo man Hölzer der 26 cm starken Pfahlwand in dieser Weise bearbeitet hat, wurde das Mafs der Schmiege der Pfahlspitzen nach wiederholten Versuchen im Sandboden mit $6^1/_2$ cm ausreichend gefunden, bei weichem Tonboden mit 15 cm (Abb. 22 bis 24, Taf. I), siehe Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.

umschliefsen (s. Abb. 25 u. 26, Taf. I), oft auch mehrere Spundbohlen gleichzeitig fassen. Der Kopf der Spundpfähle wird ähnlich wie bei Spitzpfählen bearbeitet und bei schweren Rammarbeiten mit eisernen Ringen geschützt.

In steinigem Kies- und festem Sandboden bereitet die Herstellung dicht schliefsender Spundwände grofse Schwierigkeiten. Sobald die Bohlen auf einen Stein treffen, verdrehen sie sich, weichen aus und wenn Steinstücke sich in die Nuten setzen, so zerbrechen sowohl die Backen, als auch die Federn, besonders in den dünn auslaufenden Spitzen. Pfahlschuhe lockern sich und kippen, so dafs sie oft mehr schaden als nützen (vergl. § 4 unter 5.. S. 30). Ein Beispiel dafür, dafs die Anwendung von Pfahlschuhen, aufser zu unnützen Mehrkosten, auch zu falschen Annahmen und Folgerungen führen kann, bietet die Erfahrung beim Um- und Erweiterungsbau des Personenbahnhofs zu Erfurt.[73])

Für die auf Beton gegründete Brücke am Gothaer Brückenkopf waren Spundwände ohne Pfahlschuhe zu rammen. Da aber mit solchen die vorgeschriebene Tiefe in dem stark mit Kiesknollen durchsetzten Boden nicht erreicht werden konnte, versuchte man die Anwendung von Pfahlschuhen. Als dann eine solche mit schlankem Schuh ausgerüstete Bohle zwar etwas tiefer als diejenige ohne Schuh eindrang, aber dann nicht tiefer einzurammen war und der Rammbär bei den letzten Hitzen ein gewisses Federn zeigte, zog man sie wieder heraus und da ergab sich, dafs der Schuh zur Seite gebogen war, die Befestigungsnägel die Bohle aufgerissen hatten und der zugespitzte Teil der Bohle vollständig aufgestaucht war. Der Schuh hatte sich also nicht bewährt und nach diesem Befunde wurde von der Anwendung von Schuhen Abstand genommen.

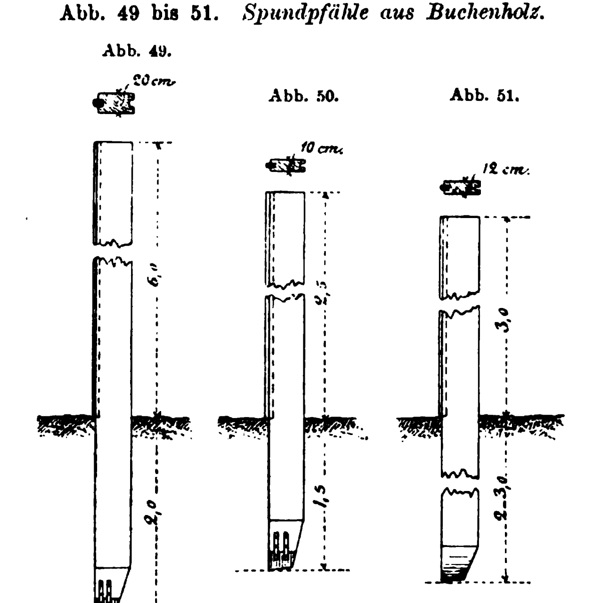
Diese Schwierigkeiten lassen häufig die Anwendung von Pfahlwänden (s. unten unter 5., S. 39) zweckmäfsiger erscheinen, als von Spundwänden, obwohl nicht zu verkennen ist, dafs die Spundung für den dichten Schlufs der Bohlen und die gegenseitige Führung grofse Vorteile bietet. Da nun in den meisten Fällen die Spundwände nur in einem Teil ihrer Länge im Boden stehen und in diesem Teile das Zerbrechen der Backen und Federn hauptsächlich stattfindet, so empfiehlt es sich, die Spundung hier fortzulassen, in dem oberen Teile aber beizubehalten. Die gegenseitige Führung und der bessere Schlufs bleiben dann wenigstens teilweise erhalten, die Bildung einer kräftigen Spitze wird ermöglicht und das Eindringen von Steinstücken in die Nuten vermieden.

4. Spundbohlen aus Buchenholz. Bei dem Neubau der Wehre und einer Kaianlage bei Hameln, wo etwa 900 m Spundwand in sehr schweren Boden zu rammen waren, ist die nachstehend beschriebene Anordnung mit Erfolg verwendet worden. Anstatt der Ausarbeitung der Federn aus dem vollen Holze der Bohlen hat man sie dort aus bestem Kernholz besonders geschnitten und in die auf beiden Seiten ausgenuteten Bohlen eingesetzt, ein Verfahren, welches in ähnlicher Weise bei älteren Bauten, z. B. bei der Pirnaer Elbbrücke (s. S. 35), angewendet wurde und stets eine wesentliche Holzersparung gewährt. Um diese Federn und auch die Pfahlschuhe sicher befestigen zu können, hat man bei den Bauten in Hameln zu den Spundbohlen Buchenholz verwendet, in welchem die Nägel und Schrauben besser haften, als in den weicheren Holzarten. In dem Berichte über diese Bauten wird hervorgehoben, dafs Buchenholz sich zu schweren Rammarbeiten seines geraden Wuchses, der bedeutenden Festigkeit, des grofsen Eigengewichts und der geringen Elastizität wegen besonders gut eignet. Das Holz ist, um dem nachteiligen Werfen vorzubeugen, von alten Stämmen zu entnehmen, die Bohlen sind so zu schneiden, dafs ihr Querschnitt möglichst symmetrisch um den Kern des Stammes liegt; langes Lagern vor der Verwendung ist zu vermeiden und die Spundung erst kurz vor dem Gebrauch anzubringen.

---

[73]) Vergl. Volk, Zur Frage der Pfahlschuhe. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 388.

Abb. 49 bis 51. *Spundpfähle aus Buchenholz.*



Zur Anwendung gelangten die in den Abb. 49 bis 51 dargestellten Formen der Bohlen, mit denen der vorliegende Zweck vollständig erreicht wurde. Die Pfahlschuhe bestanden aus Gufseisen mit angenieteten schmiedeisernen Laschen.

An einem Probepfahl war ermittelt, dafs feste Keupersandsteine von 20 cm Dicke zertrümmert werden konnten, ohne eine wesentliche Beschädigung der Bohle oder eine Lockerung des Schuhes herbeizuführen. Bei der Ausführung der Rammarbeiten bewährte sich die Widerstandsfähigkeit des Buchenholzes auf das beste. Die Bohlen, welche in der Tiefe nur wenig zogen, haben beim Durchrammen von Steinen oft mehrere hundert Schläge mit einem Bären von 17,5 Zentnern bei 2,5 m Fallhöhe ausgehalten, ohne Beschädigungen zu erleiden. Die Köpfe erschienen wie poliert; Rammringe waren, wenigstens bei den stärkeren Bohlen, nicht erforderlich.

Bei den Aufräumungsarbeiten wurden im alten Wehr und am Kai verschiedene, zum Teil Jahrhunderte alte Buchenpfähle vorgefunden. Ihr Kern war vollständig gesund, während der Splint ein weifsliches Aussehen und eine mürbe Beschaffenheit angenommen hatte. Die Dauerhaftigkeit guten, gesunden Buchen-Kernholzes unter Wasser dürfte demnach nicht zweifelhaft sein.[74])

Die an anderen Orten mit buchenen Spundbohlen gemachten Erfahrungen lauten weniger günstig.

So haben beim Bau der Ufermauer am Aufsenhafen in Holtenau (Nord-Ostsee-Kanal) versuchsweise zum Einschliefsen des Betonbettes angewandte buchene Spundbohlen sich nicht bewährt. Zunächst mufsten sie in ganz besonders sorgfältiger Weise vor dem Einflufs des Windes und der Sonne geschützt werden, da sie sich sehr leicht warfen und dadurch das Nacharbeiten der Nuten und Federn erforderlich machten. Aufserdem aber erschienen die buchenen Pfähle in einem Boden, der dem Einrammen Widerstand bietet, ganz unbrauchbar, weil beim Auftreten eines Widerstandes sofort Teile des Pfahlkopfes in kurzem Bruch absprangen. In Holtenau stellte sich überdies das Kubikmeter buchene Spundpfähle um etwa 6 M. teurer als kieferne.[75])

5. Zwingen, Bund- und Eckpfähle. Um die Spundpfähle während des Rammens in der richtigen Flucht zu erhalten, stellt man sie zwischen Zwingen, die entweder an besonderen Rüstpfählen oder an einzelnen der Spundpfähle durch Schraubbolzen befestigt werden (s. § 12 unter 3). Bei Bohlenwänden werden an den Punkten, in welchen die Richtung der Wand sich ändert oder eine Wand abzweigt, sogenannte Bundpfähle (Eckpfähle) erforderlich (s. Abb. 20 u. 21, Taf. I). Auch stellt man zwischen den Winkelpfählen noch einzelne stärkere Pfähle in Abständen von etwa 2 bis 3 m auf, um die Spundwand zu verstärken, bezw. schwächere Spundbohlen anwenden zu können. Die Bundpfähle werden stets zuerst geschlagen und zur Befestigung der Zwingen benutzt.

Nach Fertigstellung der Spundwand finden die Zwingen zweckmäfsig Verwendung als Gurthölzer (Zangen) zum Zusammenhalten und gegenseitigen Unterstützen der ein-

[74]) Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 6.

[75]) Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 574.

zelnen Spundpfähle, wozu sie mit einer genügenden Anzahl Schraubbolzen gegenseitig zu verbinden sind.

Wird statt der seitlichen Gurthölzer ein Überdecken der Spundwand mittels eines Holmes angeordnet, so pflegt man den Holm mit durchlaufender Nut und sämtliche Spundpfähle mit Zapfen zu versehen, von denen jeder vierte bis fünfte durch den Holm reicht und von oben verkeilt wird. Aufserdem sichert man wohl auch den Holm in seiner Lage durch dreispitzige, in Entfernungen von 4 bis 5 m angebrachte Klammern. Für die Stofsverbindungen der Holmhölzer eignet sich vor allem das schräge Hakenblatt.

6. Pfahl- und Stülpwände. Als Abweichungen von den eigentlichen, aus Spundpfählen oder Spundbohlen hergestellten Spundwänden, aber ähnlichen Zwecken wie diese dienend, sind an dieser Stelle zunächst die Pfahlwände zu erwähnen, bei denen vierkantige Pfähle möglichst dicht nebeneinander, aber ohne Verbindung unter sich eingerammt werden. Bei ihrer Anwendung spart man erheblich an Holz, indem hier kein Verlust durch die Spundung der einzelnen Pfähle entsteht. Solche Pfahlwände finden namentlich zur Umschliefsung von Betonbetten häufig Anwendung (vergl. Abb. 24, Taf. V). Eine Dichtung ist meist entbehrlich, weil in den Fällen ihrer Anwendung die Erdschicht grob und fest genug gelagert ist, um ein Durchtreiben durch die Fugen nicht befürchten zu lassen.

Eine andere Abweichung bilden die sogenannten Stülpwände, aus 2 Reihen lotrecht gestellter, in den Fugen sich überdeckenden Bretter (s. Abb. 18, Taf. I) bestehend. Die Bretter der einen Reihe werden an den unteren Enden von beiden Seiten zugeschärft, die der zweiten nur an der äufseren Seite abgeschmiegt, damit sie sich gegen die erste Bretterreihe dicht anlegen. Statt der doppelten Bretterwände wendet man auch wohl eine einfache Bretterwand mit Fugenleisten an.

Endlich bildet man leichte Wände durch Eintreiben genuteter Pfähle, zwischen welche man Bretter wagerecht einschiebt (s. Abb. 19, Taf. I).

Über Spundwände zwischen eisernen, in Felsboden befestigten Stangen, wie sie bei Schaffhausen angewandt worden sind, vergl. die unten angegebene Schrift.[76])

§ 7. Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände. Die Vergänglichkeit des Holzes unter den wechselnden Einflüssen des Wassers und der Luft, seine in Seewasser oft in kurzer Zeit erfolgte Zerstörung durch das Nagen des Seewurms (s. § 5) und der geringe Grad der Widerstandsfähigkeit gegen äufsere Angriffe haben die Engländer, bei ihrer ausgebildeten Technik in der Behandlung des Eisens, schon frühzeitig veranlafst, bei Wasserbauten an Stelle des Holzes Gufseisen zu verwenden, obwohl auch dieses Material nicht von unbegrenzter Dauer ist, im Seewasser mit der Zeit eine Änderung seiner Struktur erleidet und den Pfählen aus Schmiedeisen und Eisenbeton hat weichen müssen.

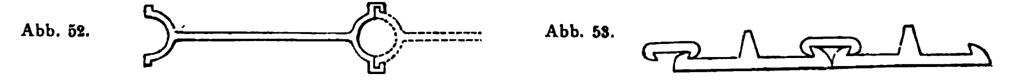
1. Gufseiserne Rammpfähle und Platten werden in neuerer Zeit kaum mehr angewendet.

Die erste Anwendung sollen gufseiserne Pfähle (bezw. Platten) des in Abb. 52 (s. S. 40) dargestellten Querschnittes (2,5 bis 2,9 m lang, 0,5 bis 0,6 m breit und 13 mm stark) bei der Gründung eines Hafendammes zu Bridlington durch Mr. Mathews gefunden haben. 1822 hat Ewart sich ein Patent auf die Herstellung von Fangdämmen aus breiten gufseisernen Pfählen des in Abb. 53 (s. S. 40) dargestellten Querschnittes erteilen lassen. Die Pfähle erhielten eine Breite von etwa 0,37 m und eine Länge von 3 bis 4,5 m. In den folgenden Jahren wurden derartige Anordnungen mehrfach angewandt, so in London und

[76]) Kronauer, Turbinenanlage der Wasserwerks-Gesellschaft in Schaffhausen. Winterthur 1867.

bei den Liverpooler Dockbauten durch den bekannten Ingenieur Hartley. Zu Uferbekleidungen hat Cubitt bei der im Jahre 1832 vollendeten Norwich- und Lowestoft-Navigation die einzutreibenden Pfähle an dem unteren Ende mit angenieteten, 5 bis 7 cm vorspringenden Backen versehen, die anstatt der gufseisernen Lappen bei den Ewart'schen Pfählen zur besseren Führung beim Einrammen und zur Erhaltung der Flucht dienen sollten.

Abb. 52 u. 53. *Rammpfähle bezw. Platten aus Gufseisen.*



Wenig später hat Mr. Sibley bei einem Kaibau in London hohle elliptische Leitpfähle von 0,3 m gröfstem Durchmesser angewandt, die an den Seiten Nuten zur Aufnahme gufseiserner Platten erhielten. Die Leitpfähle von 6 m Länge waren unten offen, um einen Erdbohrer hindurchführen zu können und mit dessen Hilfe das Eintreiben der Pfähle zu erleichtern. Sie sind nachher mit Beton gefüllt worden. In ähnlicher Weise ist ein Kai neben der London-Brücke bekleidet; die Leitpfähle sind hier bis zu 13 m lang geworden und aus 2 Stücken mit Nut und Zapfen zusammengesetzt. Bei dem in den Jahren 1833/34 von Walker und Burgefs erbauten Brunswick-Kai zu Blackwall hat man gufseiserne Leitpfähle in 2,1 m Abstand eingerammt und zwischen diese bis 2,4 m über Niedrigwasser reichende Pfähle, mit über den Nachbarpfahl greifenden Ansätzen, gestellt, während zur Bekleidung des oberen Teiles gufseiserne Platten an die Leitpfähle gebolzt wurden.

Eine ähnliche Anordnung ist bei den von Rendel entworfenen und von Bidder ausgeführten, im Jahre 1855 eröffneten Viktoria-Docks angewendet worden.[77]) Die Anordnung dieser Pfähle und ihre Querschnittform sind in den Abb. 27 bis 32, Taf. I dargestellt.

Zu Brückenpfeilern haben die gufseisernen Umschliefsungen u. a. Anwendung gefunden:

bei der Eisenbahnbrücke über den Avon, durch Kapitän Moorsom 1837, bei welcher fertig zusammengestellte Kasten auf das Flufsbett hinabgelassen, eingerammt und später mit Beton ausgefüllt wurden[78]);

bei der New-Battersea-Brücke (1850); bei der Chelsea-Kettenbrücke (1852);

bei der neuen Westminster-Brücke in London (1854).

Die beiden letzterwähnten, von dem Ingenieur Page ausgeführten Brücken sind in ihren Grundbau-Ausführungen ähnlich. Die bei der Westminster-Brücke angewandten gufseisernen Spundpfähle mit dazwischen gesetzten Platten, welche die aus Granit bestehende Pfeilerbekleidung tragen, während der Hauptteil des Pfeilers durch hölzerne, mit Beton umgeschüttete Pfähle unterstützt wird, sind in Abb. 33 bis 35, Taf. I dargestellt.[79])

2. Schraubenpfähle. Im Jahre 1834 schlug der englische Ingenieur Mitchell vor, zur Aufstellung von Leuchttürmen und ähnlichen Bauten auf Sandbänken oder anderen losen Bodenschichten, wo die bisher bekannten Gründungsarten als unzureichend erschienen, eiserne Pfähle in ihrem unteren Teile mit breiten schraubenförmigen Flanschen zu versehen und in den Boden zu schrauben.

Die bis über das Wasser reichenden eisernen Stützen sollten den Meereswellen möglichst geringe Angriffsflächen entgegenstellen und dadurch die Gefahr nachteiliger Veränderungen in der Bodenablagerung beseitigen, während andererseits die Schrauben bei einer bedeutenden Tragfläche auch eine grofse Sicherheit gegen das Ausziehen der Pfähle annehmen liefsen. Nach Mitchell's Vorschlag wurden bald mehrere Leuchttürme aufgestellt, so 1838 auf den Maplin-Sands in der Themsemündung, 1840 vor dem Hafen von Fleetwood an der Westküste Englands, 1844 in der Bai von Belfast an der irischen Küste. — Die hierbei angewandten schmiedeisernen Stützen erhielten Längen von 4,9 bis 7,1 m, bei 0,125 m Durchmesser und gufseiserne Schrauben von 0,9 bis

[77]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 180.

[78]) Vergl. The Architect and Building Gazette 1851. Auszug in Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 310.

[79]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 221.

1,2 m Durchmesser bei $1^{1}/_{2}$ maligem Schraubenumgang. In den oberen Teilen wurden die Stützen durch schmiedeiserne Kreuzbänder untereinander verbunden. Die Anerkennung, welche diese Mitchell'schen Ausführungen sowohl ihrer Standfähigkeit wegen, als auch der schnellen und leichten Aufstellung wegen fanden, führte bald zu weiteren Nachahmungen, namentlich für Hafendämme, Landungsbrücken, Rüstungen, Pfeiler, Befestigung von Bojen und für andere Zwecke.

Die Schraubenpfähle haben sich in den meisten Alluvialschichten anwendbar erwiesen, wenn nicht zu grofse Steine vorhanden waren; kleine Steine werden bei der Bewegung der Schraube zur Seite geschoben. Auch in blauem festen Ton hat man die Schrauben ohne besondere Schwierigkeit eingetrieben, so dafs nur Felsboden und sehr zähe Schichten ihre Verwendung ausschliefsen. Die zweckmäfsigsten Abmessungen der Schrauben, sowie ihre Form und Steigung bestimmen sich nach der Beschaffenheit des Bodens. Für weichen Boden eignen sich gröfsere Schrauben (bis zu 1,5 m Durchmesser) mit flacher Steigung von etwa 20 bis 30°; für festeren Boden kleine Schrauben mit einer gröfseren Steigung (30 bis 35°). Beispielsweise haben die Schrauben für den Hafendamm bei Wexford (1847), wo der Baugrund aus Sand und Kiesel, darunter aus blauem Ton, bestand, 0,61 m Durchmesser erhalten. Die üblichsten Ausführungsweisen der Schrauben und der zugehörigen Pfähle sind folgende:

a) Schmiedeiserne volle Pfähle mit gufseisernen Schrauben nach dem Vorbild der ersten, von Mitchell eingeführten Ausführungen. Der Durchmesser der Pfähle, welcher anfangs meist 12,5 cm (5 engl. Zoll) betrug, ist bei einzelnen neueren Schraubenpfählen (s. Abb. 37 bis 40, Taf. I) bedeutend gröfser angenommen worden. So sind an der Landungsbrücke bei Lewes in Nordamerika Pfähle von 14,4 cm Stärke bei 9 m Länge, von 15,5 cm Stärke bei 10,2 m Länge und von 21 cm Stärke bei der aufserordentlich grofsen Länge von 16,5 m zur Verwendung gekommen.[80]) Letztere sind in einem Stücke geschmiedet, während man in anderen Fällen grofse Längen durch Verbindung einzelner Stücke mittels Schraubgewinden hergestellt hat. Dem untersten Teil der Pfähle hat man vielfach die Form von Schraubenbohrern gegeben und dann die mit einer Nabe versehenen gufseisernen Schrauben über den Pfahl geschoben und befestigt (s. Abb. 36, Taf. I). Häufig sind die gufseisernen Schrauben unten geschlossen und oben zur Aufnahme der schmiedeisernen Stangen mit entsprechender, oft vieleckiger Vertiefung versehen worden. So ist das unterste Ende der eisernen Pfähle für die vorhin erwähnte Landungsbrücke bei Lewes zur besseren Befestigung der mit sechseckiger Öffnung gegossenen Schraubenhälse auf eine Länge von 30 cm gleichfalls sechseckig geschmiedet und überdies mit der Hülse mittels eines durchgesteckten Stiftes verbunden. Die in den Abb. 38 u. 39 dargestellten Schraubenflanschen, deren Umfänge sich einer archimedischen Spirale nähern und aus zwei Schraubengängen mit je halbem Umfange bestehen, haben an ihrem breitesten Teile einen Durchmesser von 0,76 m und eine Höhe von 0,26 m. Zur Verbindung der Schraubenpfähle untereinander dienen Versteifungskreuze, deren Zugstangen nach Abb. 40 mittels Klemmringen, Ösen und Bolzen an den Schraubenpfählen befestigt sind.[81])

b) Schmiedeiserne Pfähle mit geschmiedeten Schrauben sind hauptsächlich zum Befestigen von Schiffsbojen, aber auch für Brückenpfeiler angewandt worden. In späterer Zeit hat man die Schrauben auch von Stahl angefertigt, so bei einem Viadukte der Eisenbahn von la Guaria nach Caracas in Venezuela (s. Abb. 41 u. 42, Taf. I).

---

[80]) Vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 196.

[81]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.

c) Gufseiserne röhrenförmige Pfähle mit unten geschlossenen Schraubenvorrichtungen. Die Pfähle bestehen aus einzelnen mittels Flanschen zusammengeschraubten Stücken, deren unterstes die Schraube trägt.[82])

Von H. Fliedner[83]) in Kaiserswerth a. Rh. werden sogenannte „Grundbauröhren", d. h. Schraubenpfähle empfohlen, die oberhalb der festen Bohrspitze mit vorspringenden Stacheln versehen sind, deren Länge sich nach den Umständen richtet und die den Zweck haben, während des Einbohrens den Baugrund zu durchfurchen und zu lockern, um diese Furchen in dem Umkreise, den die Stacheln beschrieben haben, durch einen unter Hochdruck eingepumpten, an den Stachelwurzeln durch Seitenöffnungen austretenden Zementbrei ausfüllen zu können und dadurch den Baugrund in eine feste Betonmasse zu verwandeln, die dem eingebohrten „Grundbaurohr" eine bedeutende Tragfähigkeit und Standfestigkeit verleiht.

d) Röhrenförmige, unten offene Pfähle, an deren äufserem Umfang die Schraube sitzt. Solche wurden zuerst von Brunel beim Bau der Chepstow-Brücke angewandt und zwar als gufseiserne Zylinder von etwa 1,8 m Durchmesser. Sie haben dann mehrfach Nachahmung gefunden. So besteht u. a. bei der Nesbor-Brücke in der Eisenbahnlinie von Bukarest nach Giurgewo der Mittelpfeiler aus gufseisernen Schraubenpfählen von 0,92 und 1,22 m Durchmesser bei 1,52 und 1,83 m Durchmesser der Schrauben. Die Schraubenpfähle sind hier aus 1,83 m hohen Trommeln mit inneren Flanschen zusammengeschraubt.[84]) Auf der ostpreufsischen Südbahn kommen derartige Pfähle von 0,79 m äufserem und 0,73 m innerem Durchmesser vor. Die mit dem untersten 1,26 m hohen Röhrenstück zusammengegossene Schraube hat hier einen äufseren Durchmesser von 1,57 m und bei einmaligem Umgange eine Steigung von 0,26 m[85]) (s. Abb. 43 bis 45, Taf. I). Anstatt die Schrauben mit dem unteren Zylinderteile aus einem Stücke zu giefsen, sollen sie nach einem englischen Patente von 1869, ähnlich wie die Schiffsschrauben, aus eisernen segmentförmigen Schraubenflächen gebildet werden, um ein lotrechtes Einschrauben zu erleichtern. Dabei ist vorgeschlagen worden, die Schraubenfläche aus zwei nahezu halbkreisförmigen Segmenten zusammenzusetzen, welche sich im Grundrifs zu einer vollen Umdrehung ergänzen.

Bei einigen Festungsbrücken in Antwerpen und a. a. O. hat man mit bestem Erfolge die unten offenen röhrenförmigen Pfeiler, aufser mit dem äufseren gröfseren Schraubengewinde, auch im Innern der Röhren mit kleineren Gewinden von der doppelten Ganghöhe des äufseren versehen (s. Abb. 46, Taf. I).

Das Verfahren des Einschraubens der Pfähle (vergl. § 9) bedingt selbstverständlich nicht ein bestimmtes Material, sondern kann, wie bei eisernen Pfählen, so auch bei hölzernen angewandt werden. Die dabei für letztere benutzten Schuhe mit Schrauben haben u. a. bei holländischen Hafenbauten eine konoidische Form erhalten, um welche sich aufsen die Schraubengänge von gleicher Ganghöhe legen, während das Innere pyramidal gestaltet ist und zur Aufnahme des hölzernen Pfahles dient, der mit diesem Schuh fest umschlossen und durch einen durchgesteckten Bolzen festgehalten wird[86]) (s. Abb. 47, Taf. I).

---

[82]) Zeichnungen und Beschreibungen derartiger Schraubenpfähle finden sich in den Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 51 u. 162. In dem ersten Artikel werden die Schraubenpfeiler der Brücke bei Saïgon (Cochinchina), in dem zweiten die unter den steinernen Pfeilern einer Brücke über die Vienne (Frankreich) eingeschraubten eisernen Grundpfähle behandelt.

[83]) D. R. P. 120486. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 180.

[84]) Vergl. Engng. 1870, I. S. 356 ff.

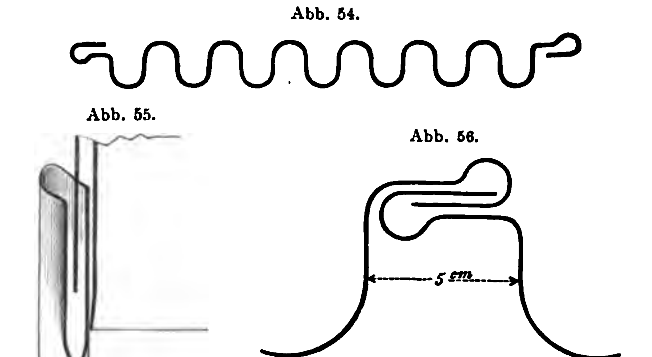
[85]) Siehe Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 545 und Glaser's Annalen 1878, Heft 13.

[86]) Vergl. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.

3. Scheibenpfähle wurden von Brunlees zur Gründung zweier über die in der Morecombe-Bai vorkommenden Sandfelder führenden Viadukte der im Jahre 1853 in Angriff genommenen Ulverstone-Lancaster-Eisenbahn in England verwendet. Die hohlen gufseisernen Pfähle hatten 0,25 m Durchmesser und 19 mm Wandstärke. Den Fufs derselben bildete eine Scheibe von 0,77 m Durchmesser, die an der unteren Fläche mit 6 radialen Rippen und in der Mitte mit einer 76 mm weiten Öffnung zur Aufnahme eines schmiedeisernen Rohres von 50 mm Durchmesser versehen war (Abb. 52 u. 53, Taf. I), welches zur Einsenkung mittels Wasserspülung diente (vergl. § 8). Mit geringen Abweichungen haben diese Brunlees'schen Scheibenpfähle später vielfach Anwendung gefunden, in grofsem Umfange u. a. bei der ersten Tay-Brücke in Schottland (Abb. 54 u. 55, Taf. I).

4. Spundwände aus gewelltem Eisenblech sind in neuerer Zeit mehrfach zur Anwendung gekommen und meist in der Weise hergestellt, dafs man die einzelnen Blechtafeln mit Falzen ineinandergreifen läfst und an dem Kopfende, wo sie den Schlag des Rammbären aufzunehmen haben, durch Laschen verstärkt. Um hierbei den Übelstand zu vermeiden, dafs die Erde, welche beim Einrammen der ersten von zwei Tafeln in den Falz, sofern dieser unten offen ist, eindringt, beim Eintreiben der nächsten Tafel gegen die Falzlappen geprefst wird und diese auseinanderdrängt, hat man bei der Kanalisation in Berlin die Falze in der Weise gebildet, wie es die Abb. 54 bis 56 zeigen. An der einen Seite jeder Blechtafel ist der wulstförmige Teil mit einem eingelöteten, unten zugespitzten Pfropfen geschlossen und die Falzlappen sind hier zusammengenietet, während der eingreifende Falz der folgenden Tafel unten ausgeklinkt ist (s. Abb. 55). Der erstere Falz ist also unten ganz geschlossen, so dafs beim Einrammen Erde überhaupt nicht in denselben eindringen und ein Auseinandersprengen der Lappen beim Eintreiben der nächsten Tafel nicht mehr vorkommen konnte.[87])

Abb. 54 bis 56.
Wellblech-Spundwand bei der Kanalisation in Berlin.



Von der Firma A. Wilke in Braunschweig ist eine Anordnung für Wellblech-Spundwände angegeben und beim Bau von Durchlässen im Zuge der Bahnlinie Öbisfelde-Salzwedel versuchsweise ausgeführt worden, bei welcher die einzelnen Wellblechtafeln durch Schlitzrohre verbunden werden (s. Abb. 57 u. 58, S. 44). Die bei dem Versuche zu durchdringende Erdschicht bestand aus Moorboden von 1,4 m Mächtigkeit und darunter aus Triebsand, in welchen die Tafeln mit einer Handramme von 50 kg Gewicht bis auf 1,60 m niedergetrieben wurden.

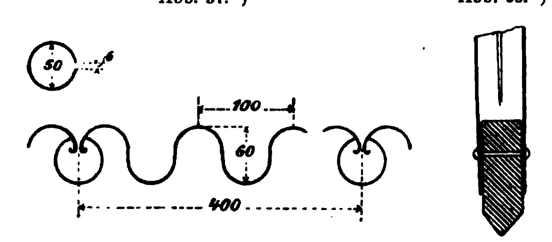
---

87) Die einzelnen Tafeln wurden bei der Kanalisation in Berlin für 2,7 und 4 m hohe Spundwände aus 1 und $1^1/_2$ mm starkem Blech, in Breiten nicht unter 65 cm, hergestellt und am Kopfende durch innere und äufsere Laschen verstärkt. Die Kosten der fertigen Spundwände aus Wellblech mit 5 cm breiten und ebenso hohen Wellen sollen, bei 2,7 m Länge der Tafeln und 1 mm Eisenstärke, 20 M. f. d. lfd. m, bei 4 m langen, 1 mm starken Tafeln 30 M., bei 4 m langen, $1^1/_2$ mm starken Tafeln mit 5 cm breiten, 6 cm hohen Wellen 42 M. f. d. lfd. m Spundwand betragen haben.

Hierbei wurde die mit einem Schlitzrohre verbundene Tafel stets 30 bis 40 cm vor- und alsdann das Schlitzrohr um die gleiche Länge nachgetrieben. War eine Tiefe von 1 m erreicht, so wurde eine andere, mit einem Schlitzrohr verbundene Tafel mit ihrer freien Langseite in das bereits gerammte, nunmehr als Führung dienende Schlitzrohr eingesetzt u. s. f. Nach Fertigstellung der Arbeiten für den einen Durchlaſs, wurden die Tafeln und die Schlitzrohre zur weiteren Verwendung herausgezogen. Dabei zeigte sich bei den Tafeln keine wesentliche Veränderung; von den zur Verwendung gekommenen 62 Schlitzrohren aber waren 10 Stück an ihrem unteren Ende auf etwa 70 cm gespalten oder vollständig auseinandergerissen und in diesem Zustande zur Wiederverwendung untauglich. Nachdem dann ihre ursprüngliche Form in der Schmiede angenähert wieder hergestellt war, versah man sie, um das Auseinandertreiben zu verhindern, an ihrem unteren Ende mit je einem 5 mm starken, 40 mm breiten schmiedeisernen Ringe, welcher sich bei der späteren Benutzung gut bewährt hat.

Abb. 57 u. 58. *Wellblech-Spundwand von A. Wilke.*

Abb. 57.[88] Abb. 58.[89]



Nach den vorliegenden Erfahrungen ist mindestens eine dreimalige Verwendung der einzelnen Teile zulässig. Die Kosten für ein Längenmeter Umschlieſsungswand haben an Material und Arbeitslohn 36,68 M. betragen, während hölzerne Spundwände von gleicher Länge auf einer benachbarten Baustelle 37,50 M. für ein Meter kosteten.

Um das Aufspalten und Auseinanderreiſsen der Schlitzrohre zu verhüten, waren dieselben nach Angabe des bauleitenden Beamten zweckmäſsig an ihrem unteren Ende, wie in Abb. 58 dargestellt, mit einem zugespitzten vollen Dorn versehen worden.[90])

5. Spundwände aus gewalzten Profileisen sind in den letzten Jahren mehrfach empfohlen und ausgeführt worden.

Beim Bau eines Kohlenkippers im Kaiserhafen von Ruhrort, der auf einem Betonkörper von 5 m Stärke gegründet ist, hat man nach den schlechten Erfahrungen, welche dort beim Einrammen hölzerner Pfahlwände in dem aus festem, groben Kies bestehenden Untergrunde des Hafens gemacht wurden, für die Umschlieſsungswand des Betons statt hölzerner Pfähle solche aus Walzeisen verwendet, da diese bei ihrem geringeren Querschnitt leichter in den harten Boden einzutreiben waren. Die 7 m langen, unten zugeschärften Pfähle sind I-Eisen, im Querschnitt 235 mm hoch, 90 mm breit und von 29 kg Gewicht f. d. lfd. m. Zur Herstellung der Umschlieſsungswand wurde, nachdem in Entfernungen von etwa 3 m Richtpfähle geschlagen waren, ein eisernes, aus U-Eisen bestehendes Zangenpaar bis zur Hafensohle niedergelassen und ein gleiches Zangenpaar in Höhe der Pfahlköpfe angebracht, hierauf die ganze Pfahlwand so eingesetzt, daſs die I-Eisen sich mit ihren Flanschen berührten und dann mittels einer gewöhnlichen Zugramme und einem Guſsstahlbären von 6 Ztr. (300 kg) Gewicht in den Kiesboden 4 m tief eingetrieben. Im Mittel erhielt jeder Pfahl 759 Schläge. Zum Vergleich wird erwähnt, daſs bei Ausführung ähnlicher Arbeiten im Ruhrorter Hafen Holzpfähle von 25 cm Stärke unter einer Dampframme mit 26 Ztr. schwerem Bären im Mittel 7000 Schläge erhielten, ohne die angegebene Tiefe voll zu erreichen. Die eisernen Pfähle durchschnitten genau in der eingerichteten Lage den Kiesboden, und ein Geraderichten derselben war nur selten erforderlich, auch wurden die Köpfe der Pfähle so wenig angegriffen, daſs das als Holm dienende U-Eisen, welches wie eine

[88]) Nach Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 391 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2. S. 11.

[89]) Daselbst.

[90]) Vergl. daselbst.

Kappe die Pfahlköpfe deckte, ohne letztere nacharbeiten zu müssen, aufgebracht werden konnte.[91])

Beim Bau einer Kaimauer der neuen Hafenanlagen in Bremen[92]) wurden an 34 Stellen, an denen wiederholte Versuche, kieferne Schrägpfähle einzutreiben, durch Stauchen derselben mifslangen, schmiedeiserne I-Pfähle von 28 bis 32 cm Höhe und 10 bis 11 m Länge gerammt, die ohne Schwierigkeit in den Boden eindrangen.

Abb. 59. *Spundwand aus I-Eisen am Mühlendamm in Berlin.*

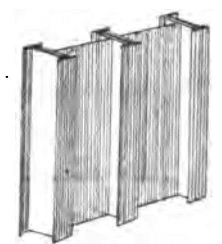


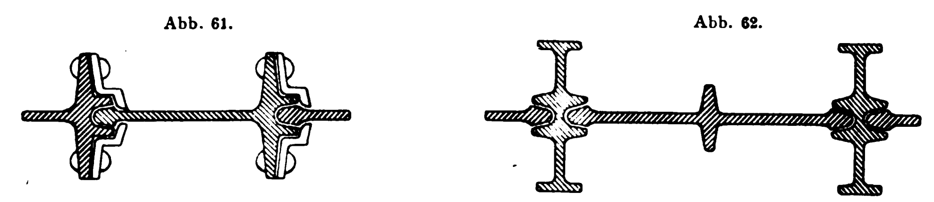
Abb. 60. *Wagerechter Schnitt.*

Um Erschütterungen beim Rammen möglichst zu vermeiden, hat man beim Bau der Schleuse am Mühlendamm zu Berlin[93]) da, wo die Nachbargebäude besonders nahe an die Baugrube herantraten, statt hölzerner Spundwände solche aus gewalztem I-Eisen, Normalprofil No. 13 u. 24 (130/62 bezw. 240/106 mm) in der Anordnung nach Abb. 59 u. 60 angewandt. Die Schläge eines 3 Ztr. schweren Rammklotzes genügten, um die Pfähle bis zur erforderlichen Tiefe hinunter zu treiben. Durch Anwendung der eisernen Spundwände und grofser Sorgfalt bei Aussteifung und Austiefung der Baugrube sind Beschädigungen der anliegenden Häuser fast ganz vermieden worden. Diese Wände haben sich als vollständig dicht und verhältnismäfsig billig in der Herstellung erwiesen.

Die innere Pfahlwand eines für die Gründungsarbeiten der Pfeiler von der Rheinbrücke zu Bonn errichteten Fangdammes bestand ebenfalls aus I-Eisen von 16 m Länge und 32/16 cm Querschnitt, die 9 m tief in den aus festem Kies bestehenden Flufsboden eingerammt wurden[94]) und auch beim Bau der Kornhaus-Brücke zu Bern sind I-Eisen mit Vorteil zu Spundwänden verwendet worden.[95])

Von K. Oltrogge in Bremen wurden Spundwände aus Profileisen nach den Abb. 61 u. 62 empfohlen. Die Wände sollen entweder aus lauter gleichen Pfählen von T-förmigem Querschnitt (Abb. 61) hergestellt werden, oder es sollen nach Abb. 62 flache Tafeln zwischen Leitpfählen eingerammt werden. Über die Verwendung dieser etwas aufsergewöhnlichen Walzeisenformen zu genanntem Zwecke liegen Mitteilungen nicht vor.[96])

Abb. 61 u. 62. *Spundwände aus Walzeisen nach Oltrogge.*



Eine besser verwendbare Form zeigen die eisernen Spundbohlen von Vanderkloot und Behrend (s. Abb. 63 bis 67, S. 46), da sie aus nur einer Art Formeisen bestehen und die Herstellung von Eckbildungen (s. Abb. 64 u. 66) und Wandabzweigungen

[91]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 581 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2. S. 11.
[92]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 439.
[93]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 67.
[94]) Deutsche Bauz. 1897, S. 11; vergl. auch § 29 unter 1. c.
[95]) Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 92 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1292.
[96]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 172.

(s. Abb. 67) leicht ermöglichen.[97]) Besonders günstig erscheint die Führung bei den Behrend'schen Spundbohlen durch das Eingreifen der halbmondförmigen Bohlenkante in die entsprechend ausgebildete Nut der Nachbarbohle. Auch kann die Dichtung an diesen Stofsstellen leicht durch Ausstampfen der Hohlräume mit Lehm, Sand, Zement oder ähnlichen Stoffen erreicht werden.

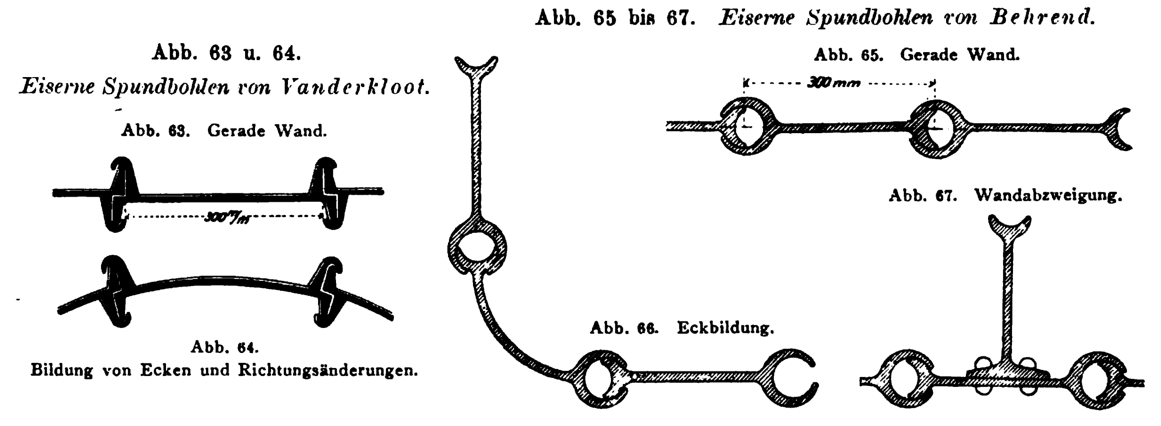


Abb. 63 u. 64. *Eiserne Spundbohlen von Vanderkloot.*

Abb. 63. Gerade Wand.

Abb. 64. Bildung von Ecken und Richtungsänderungen.

Abb. 65 bis 67. *Eiserne Spundbohlen von Behrend.*

Abb. 65. Gerade Wand.

Abb. 66. Eckbildung.

Abb. 67. Wandabzweigung.

Zur Bildung von Ecken können bei beiden Bohlenarten die Stege nach den Abb. 64 u. 66 gebogen werden und auch hier ist als Vorzug der Behrend'schen Bohlen anzuerkennen, dafs eine Ablösung oder ein Herausspringen der Bohlen aus der Führungsnut weniger als bei den Vanderkloot'schen Bohlen zu befürchten ist.

Zur Herstellung von Trennungswänden wird ein besonderes Anschlufsstück nach Abb. 67 angeschraubt; da, aufser bei diesem Anschlufsstück, keine Nieten oder Schrauben erforderlich werden, haben diese eisernen Spundbohlen von Vanderkloot und Behrend den Vorzug der Einfachheit und können sich jeder beliebigen Form der Baugrube anschmiegen.

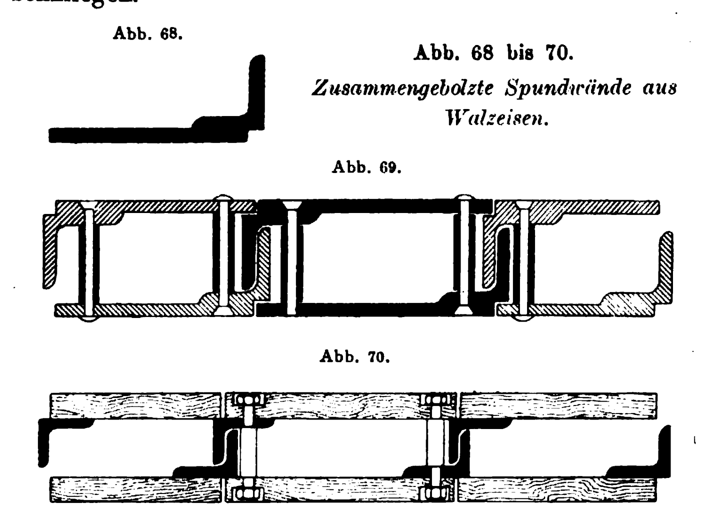


Abb. 68 bis 70. *Zusammengebolzte Spundwände aus Walzeisen.*

Abb. 68.

Abb. 69.

Abb. 70.

Das Abteufen von Schächten im Bergbau hat mehrfach zur Ausführung hohler Umschliefsungswände geführt, deren Ausbildungsweise in vielen Fällen auch für Spundwände im Grundbau geeignet erscheint. Als Beispiel sei die in den Abb. 69 u. 70 wiedergegebene Anordnung angeführt, bei der die Wände entweder ganz aus Eisen oder aus Eisen und Holz hergestellt werden. Im ersten Falle besteht der Spundpfahl aus Eisen in Winkelform nach Abb. 68, die in einem Stück gewalzt oder aus Blechstreifen und Winkeleisen zusammengesetzt werden. Je zwei solcher Eisen werden mittels Stehbolzen so verbunden, wie es die Abb. 69 zeigt; an beiden kurzen Seiten entsteht je

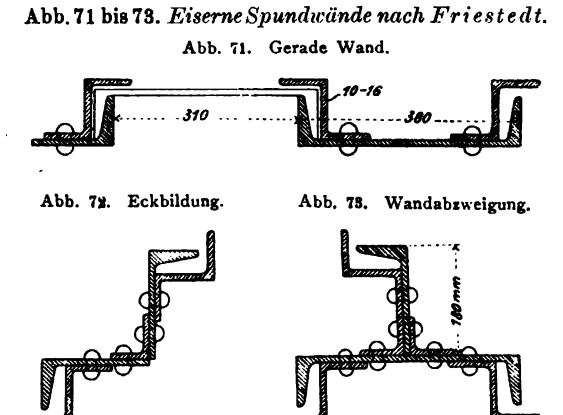
[97]) Vergl. Engng. news 1904, II. S. 286; Zement und Beton 1905, S. 78 und Schweiz. Bauz. 1905, Bd. 45, S. 226.

ein Längenschlitz, in welchen die Winkeleisen der beiden benachbarten Spundpfähle eingreifen.

Bei der Verbindung von Holz und Eisen werden die Teile nach Abb. 70 zusammengestellt.

In ähnlicher Weise können einfache eiserne Spundwände nach Friestedt (siehe Abb. 71 bis 73) so aus ⊓-, L- und ⅃‾-Eisen zusammengesetzt werden[98]), dafs die einzelnen Bohlen sich gegenseitig führen und halten. Auch Eckbildungen und Abzweigungen sind nach den Abb. 72 u. 73 möglich und durch Aneinanderreihen mehrerer nach Abb. 72 ausgebildeter Ecken kann eine Spundwand in Zickzackform hergestellt werden, die besonders da verwendbar erscheint, wo eine gröfsere seitliche Widerstandsfähigkeit erforderlich wird.

Abb. 71 bis 73. *Eiserne Spundwände nach Friestedt.*



Die Wasserdichtigkeit dieser Spundwände soll besonders in Schlamm oder Sand führendem Wasser eine überraschende sein und kann durch Eintreiben keilförmiger Dichtungsstreifen oder durch Zuführen von, oder durch Ausstampfen mit einem geeigneten Dichtungsstoff (Lehm, Sand, Sägespäne u. s. w.) noch erhöht werden. Zur Eckbildung sind aufser den ⅃‾-Eisen zwei ungleichschenklige und ein gleichschenkliges L-Eisen notwendig (s. Abb. 72). Für die Abzweigungsstelle von Teilungswänden sind aufser einem ungleichschenkligen je zwei gleichschenklige L-Eisen erforderlich (siehe Abb. 73).

Als einziger Mifsstand wären hier die vielen Vernietungen zu erwähnen, die zeitraubend sind und auch das Einrammen ungünstig beeinflussen.

Bei allen in den Abb. 59 bis 73 dargestellten, hier besprochenen eisernen Spundbohlen kann statt des Einrammens, auch das Einspülen mittels Druckwasser angewendet werden (s. § 9). Für diesen Zweck braucht nur in der Mitte jeder Bohle ein eisernes Spülrohr mittels angenieteter Rohrschellen angebracht zu werden.

§ 8. Beton-Stampfpfähle, Ramm- und Spundpfähle aus Eisenbeton. Als Ersatz für Holz- und Eisenpfähle hat man namentlich in wasserhaltigem Boden mit wechselndem Wasserstande, in welchem erstere rascher Vergänglichkeit preisgegeben sind, seit den letzten Jahren des 19. Jahrhunderts Betonpfähle und Ramm- und Spundpfähle aus Eisenbeton verwendet, die durch ihre leichte Herstellung, ihre Dauerhaftigkeit und durch ihre verhältnismäfsige Billigkeit eine gewisse Bedeutung für den Grundbau erlangt haben.

Nach den bis jetzt erfolgten Ausführungen sind zu unterscheiden:

1. Beton-Stampfpfähle, die nach Herstellung entsprechender Löcher in endgültiger Stellung im Boden als Beton- oder Eisenbetonpfähle ohne oder mit vorübergehender oder auch bleibender Ummantelung ausgeführt werden;
2. Beton-Rammpfähle, die als Rostpfähle (s. § 35 unter 5.) oder als Spundbohlen in Eisenbeton in besonderen Formen angefertigt und dann in auch sonst üblicher Weise eingerammt oder eingetrieben werden.

[98]) Vergl. Zement und Beton 1905, S. 75 und Schweiz. Bauz. 1905, Bd. 45, S. 225.

1. Die **Beton-Stampfpfähle** haben ihre Vorläufer in den unter 1. b und 1. d in § 3 (s. S. 21) besprochenen, zur Bodenverdichtung dienenden Verfahren, indem durch Fallbohrer oder durch eingerammte und wieder herausgezogene Pfähle Löcher im Boden hergestellt und mit Beton ausgefüllt werden. Oder man benutzt in wenig widerstandsfähigem, leicht wieder zusammenfliefsendem Boden hohle Eisenröhren, die eingerammt und dann absatzweise unter stetiger Ausstampfung wieder herausgezogen oder auch zum Schutz der Betonpfähle im Erdboden stecken gelassen werden.

a) Durch Fallbohrer und Stämpfel hergestellte Betonpfähle. Diese Art der Herstellung eignet sich für nassen, aber nicht zu zähen lehmhaltigen Boden und erfordert eine Kunstramme, wie sie zu diesem Zweck als Dampframme von der Maschinenfabrik Menck & Hambrock in Altona bei Hamburg beispielsweise für die Gründung des Bahnhofs in Plochingen ausgeführt wurde.[99]) Mit Hülfe einer solchen Ramme wird ein 1500 **kg** schwerer, kegelförmig mit einer Grundfläche von 70 **cm** Durchmesser ausgebildeter Rammklotz als „Fallbohrer" auf eine Höhe von 6 bis 10 **m** hinaufgewunden und dann frei fallen gelassen, wobei er in den Erdboden ein allmählich zu einem Schacht sich ausbildendes Loch stöfst, an dessen Wänden der Boden dichter zusammengeprefst und dadurch so widerstandsfähig wird, dafs es möglich ist, in nicht zu weichem Boden Schächte bis auf Tiefen von 15 **m** hinabzutreiben, die mit Beton ausgestampft sehr widerstandsfähige Betonpfähle ergeben.

In gewöhnlichem, aufgeschütteten Mergelboden wurden bei Versuchsbohrungen dieser Art in weniger als einer halben Stunde Löcher von 5 **m** Tiefe gestampft. Bei sehr zähem lettehaltigen Boden hält das Heraufholen des Fallbohrers auf, da er an den Schachtwänden anhaftet und durch Brechstangen und Eingiefsen von Wasser wieder gelöst werden mufs. Für weichen Boden darf die Fallhöhe nicht zu grofs gewählt werden,. da sonst der kegelförmige Fallbohrer zu tief eindringt und vollständig verschwindet, indem sich das Loch über ihm wieder schliefst.

In Plochingen wurden in lehmigem Mergelboden Bohrschächte von 3,8 bis 5 **m** Tiefe, die bis auf den festen Untergrund reichten, mit 24 bis 26 Schlägen hergestellt. Die Sohle des Bohrschachtes wurde dann mit etwa kopfgrofsen Steinen beschüttet, die durch die Rammen mittels eines granatförmigen, ebenfalls 1500 **kg** wiegenden „Fallstämpfels", von etwas geringerem Durchmesser als der Fallbohrer, in den Untergrund eingekeilt wurden, wobei sich gleichzeitig eine Sohlenverbreiterung ergab, da die Steine sich auch seitlich in die Schachtwände eindrückten. Auf den so vorbereiteten Boden wurde der Beton in Schichten von 40 bis 50 **cm** Höhe ebenfalls mit dem Fallstämpfel eingestampft, wobei er gleichfalls in die Bohrlochwandungen eindrang, so dafs sich die Tragfähigkeit der Pfeiler noch um den bedeutenden Reibungswiderstand der unebenen Wandflächen vermehrte. Das Einstampfen der obersten Betonschichten erfolgte mit dem nur 1000 **kg** wiegenden sogenannten „Probestämpfel", der eine abgestumpfte Kegelform mit nach unten gekehrter, um etwa 10 **cm** gröfseren Grundfläche besitzt, als der Fallstämpfel. Wird die oberste Schicht der Betonpfeiler in gewöhnlicher Weise mit Handstämpfeln gestampft, so lassen sich auch Eiseneinlagen einstampfen, die mit den Einlagen der die Pfähle zusammenfassenden, abdeckenden Betonschicht oder etwaiger sie verbindenden Eisenbeton-Balken, verbunden werden können, so dafs damit ein Eisenbeton-Rost erhalten wird, der mit den ihn tragenden Betonpfeilern in vollständiger Verbindung steht.

---

[99]) Vergl. Südd. Bauz. 1904, S. 405; Mitteil. über Zement, Beton und Eisenbeton No. 11, S. 44, Beiblatt der Deutschen Bauz. 1904; Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 495.

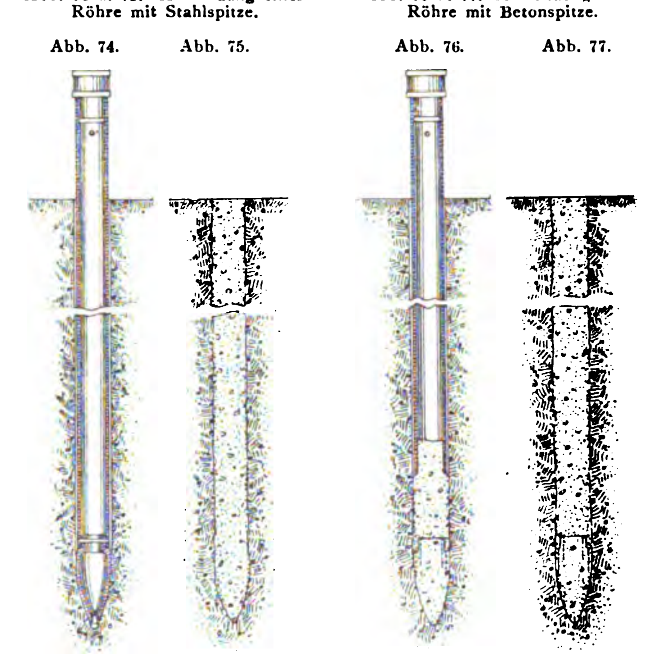
Die Achsabstände der Betonpfeiler können je nach den örtlichen Verhältnissen gröfser oder kleiner angenommen werden und hängen im wesentlichen von der auf den festen Untergrund zu übertragenden Gebäudelast, sowie von der Bodenbeschaffenheit ab. Man ist bis auf 1,5 und 1,2 m herabgegangen, so dafs sich die eingestampften Betonmassen besonders an den unteren Pfeilerteilen fast berührten.

b) Durch Eintreiben und Ausziehen eiserner Röhren hergestellte Betonpfähle. Diese namentlich in Amerika übliche Ausführungsweise[100]) besteht darin, dafs die mit Beton auszufüllenden Schächte durch Einrammen und wieder Herausziehen hohler, mit entsprechender Spitze versehener Eisenpfähle hergestellt werden. Dabei ist die Ausführungsweise je nach der Bodenbeschaffenheit eine verschiedene.

α. Bei relativ festem, trockenem Boden wird ein schweres Eisenrohr verwendet, das oben mit einem den Schlägen des Rammbären gut widerstehenden Kopf versehen ist und unten eine kegelförmige Stahlspitze besitzt, die im Ansatz einen etwas gröfseren Durchmesser als das Rohr erhält (siehe Abb. 74), damit das Rohr nebst Stahlspitze leicht wieder herausgezogen werden kann. Die verbleibende Höhlung wird mit Beton ausgestampft (s. Abb. 75) und nach entsprechender Erhärtung konnte ein solcher Betonpfahl von etwa 4 m Länge und 0,356 m Durchmesser nach vorgenommenen Versuchen ohne nachzugeben 10 Tage lang eine Last von 21 t tragen.

Abb. 74 bis 77.
Herstellung von Beton-Stampf-Pfählen („Simplex“-Pfähle).

Abb. 74 u. 75. Anwendung einer Röhre mit Stahlspitze. Abb. 76 u. 77. Anwendung einer Röhre mit Betonspitze.



β. Ist der Boden weich und sumpfig, so kann eine feste Stahlspitze nicht angewendet werden. Es kommen vielmehr Betonspitzen mit Einlagen aus Streckmetall zur Verwendung, die nicht fest mit dem Rohr verbunden werden, sondern nur mit einem Falz in dieses eingreifen und beim Herausziehen des Rohres unter dem herzustellenden Betonpfeiler stecken bleiben. Das Einstampfen des Betons geschieht hier absatzweise, d. h. das Rohr wird um die Höhe der einzubringenden Betonschicht hochgezogen (s. Abb. 76), der Beton eingestampft und so fortgefahren, bis der Schacht ausgestampft ist (s. Abb. 77), da sich sonst das Loch durch den zusammenfliefsenden Boden füllen würde.

In dieser Weise wurden insbesondere die Betonpfähle zur Gründung der Washington Barracks von der Cranford Paving Cie. hergestellt.[101])

Auch Röhren, die eine einem Alligatorrachen nachgebildete Pfahlspitze mit ineinander greifender Zahnung besitzen, werden von der Simplex Concrete Piling Cie.

[100]) Vergl. Bauingenieur-Zeitung 1904, S. 417.

[101]) Vergl. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 360 u. 463. — Scientific Amer. Export, Edition, Mai 1904.

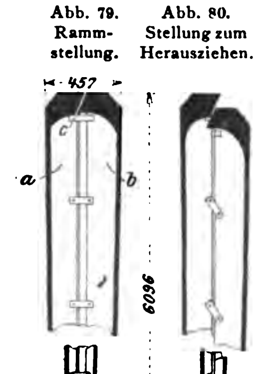
in Philadelphia benutzt.[102]) Beim Einrammen schliefsen sich die beweglichen Backen, beim Hinaufziehen öffnen sie sich von selbst. Sobald die Röhre tief genug eingetrieben ist, wird etwa 1 m hoch Beton eingefüllt, dann wird sie etwa 60 cm hochgezogen und der Beton mit einem besonderen Bären von 300 kg Gewicht zwischen den sich öffnenden Backen hinuntergerammt. Dieses Verfahren wird bis zur vollständigen Entfernung der Röhre fortgesetzt.

Abb. 78.
Anwendung einer Röhre mit Betonspitze u. mit bleibender Metallhülse („Simplex“-Pfahl).

γ. Sind solche Pfähle unter Wasser herzustellen, oder sollen sie fertiggestellt über den Wasserspiegel hinausreichen, so wird das mit der Betonspitze versehene Rammrohr noch mit einem äufseren Blechmantel umgeben[103]), der am oberen Ende zunächst fest mit dem Rohr verschraubt wird (s. Abb. 78). Dabei mufs das Rammrohr nebst Mantel eine solche Länge besitzen, dafs es nach Erreichung der gewünschten Tiefe noch über den Wasserspiegel hinausragt. Dann wird das Rammrohr gelöst und herausgezogen und das Einstampfen des Betons kann im Schutze des Mantels bis auf die gewünschte Höhe erfolgen. Genügt eine Herstellung des Betonpfahls bis zur Höhe der Bettsohle, so kann der Schutzmantel nach erfolgter Einstampfung des Betons herausgezogen werden. Soll dagegen der Betonpfahl bis über den Wasserspiegel reichen, so wird der Mantel nicht herausgezogen, sondern verbleibt dem Betonpfahl als Schutzhülle.

Abb. 79 u. 80.
Raymond-Pfahl zum Vorbohren von Löchern für Beton-Stampfpfähle.

Abb. 79. Rammstellung. Abb. 80. Stellung zum Herausziehen.



Diese unter α. bis γ. beschriebenen, in Amerika „Simplex“-Pfähle genannten Betonpfähle können durch Eiseneinlagen, die während des Einstampfens einzubringen wären, noch weiter verstärkt werden, sind aber nur für geringe Tiefen verwendbar, während die unter c) beschriebenen Raymond-Pfähle viel gröfsere Tiefen erreichen lassen.

δ. Die ersten im Jahre 1901 angestellten Versuche dieser Raymond Concrete Pile Cie. liefen allerdings auch darauf hinaus, mittels eines kegelförmigen Dorns in lehmigem Boden Löcher zur Herstellung einzustampfender Betonpfeiler einzurammen. Dieser Dorn bestand aber aus zwei, durch kurze Gelenkstücke miteinander verbundenen Längshälften *a* und *b* (s. Abb. 79)[104]), deren Stellung gegeneinander durch einen Querkeil *c* gesichert war. Der zwischen beiden Hälften bestehende Längsschlitz wurde durch angelegte Blechstreifen bedeckt, so dafs kein Erdreich in das Innere des Dorns eindringen konnte. Abb. 79 zeigt den zum Rammen zusammengelegten und festgestellten Dorn. War der letztere auf die gewünschte Tiefe eingerammt, so wurde der Keil *c* herausgezogen und die Hälfte *b* des Dorns noch etwas tiefer getrieben (s. Abb. 80). Dadurch wurde der Durchmesser des Dorns kleiner und er liefs sich leicht heraus-

---

[102]) Beton und Eisen 1905, S. 139.
[103]) Vergl. Engng. news 1904, I. S. 235.
[104]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 452.

ziehen. Wo ein Zusammenfliefsen des Bodens zu befürchten war, wurde eine Hülse über den Dorn gezogen, die im Erdreich verblieb. Diese Pfähle wurden in einer Länge von 9,14 **m**, aus einer Betonmischung von 1 : 2 : 4 mit gutem Erfolg zur Gründung des Bahnhofsgebäudes der United States Exprefs Cie. in New-York verwendet[105]) und bilden die Vorläufer der unter c) β. beschriebenen Pfahlausbildungen derselben Firma.

c) In bleibender Ummantelung hergestellte Pfähle. Die von der Raymond Concrete Pile Cie. in Chicago hergestellten Betonpfähle bestehen aus Rohrteilen, die je nach der Bodenbeschaffenheit in verschiedener Weise in den Erdboden eingetrieben werden, um mit Beton ausgefüllt den herzustellenden Pfahl zu ergeben.

α. In sandigem Untergrunde[106]) werden kegelförmig sich verjüngende, fernrohrartig zusammenhängende Rohrstücke von 2,5 **m** Länge verwendet, von denen das innerste, nachher unterste mit einer stumpfen Gufsstahlspitze versehen ist (s. Abb. 81), die in einer Durchbohrung ein 6 **cm** starkes Wasserrohr aufnimmt, das zum Einspülen des Pfahles dient. Am oberen Ende besitzt jeder Rohrteil einen vorspringenden Rand, der in einen entsprechenden Rand an der Unterkante des nächsten Rohrteiles eingreift, um diesen beim Einsinken mit hinunterzuziehen. Nach Absenken des ersten Rohrstückes wird es mit Beton ausgestampft (s. Abb. 83). Dann wird dieser erste Pfahlteil weiter eingetrieben, wodurch das zweite, dann das dritte Rohrstück u. s. w. mitgenommen und jedesmal für sich mit Beton ausgefüllt wird. In Missouri bei Omaha wurde ein solcher Pfahl probeweise bis zu einer Tiefe von 23 **m** eingetrieben.

Abb. 81 bis 83. *Raymond-Spülpfahl.*

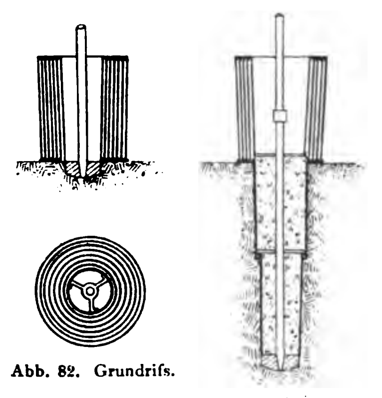


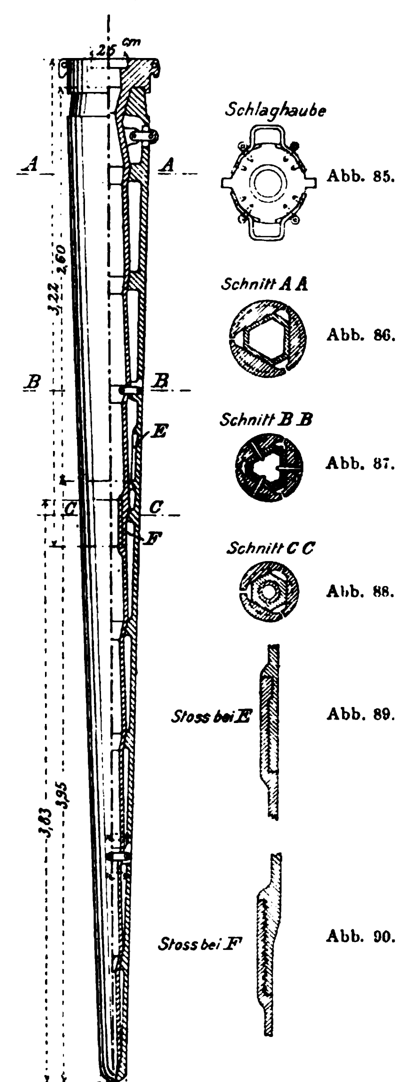
Abb. 81. Zusammengeschoben. Abb. 83. Zum Teil eingespült. Abb. 82. Grundrifs.

β. In wasserhaltigem Lehm- oder Mergelboden, in welchen die Einspülung durch einen Wasserstrahl nicht stattfinden kann und daher gerammt werden mufs, verwendet die Raymond Concrete Pile Cie. zum Eintreiben der fernrohrartig sich auseinanderschiebenden Röhren einen durch Ineinanderschieben, bezw. durch Auseinanderziehen dem unter b) δ. (S. 50) beschriebenen ähnlichen, in seinem Durchmesser veränderlichen eisernen Modellkern von 3400 **kg** Gewicht, der die Blechröhren während des Eintreibens durch die Ramme vollständig ausfüllt, in dieser Stellung sich der Kegelform der Röhren mit 15 **cm** Durchmesser am unteren, 50 **cm** Durchmesser am oberen Ende anschliefst, etwa 9 **m** lang ist und nach dem Eintreiben der Röhren sich leicht wieder herausziehen läfst. Um diesen Anforderungen zu genügen, besteht der gufseiserne Modellkern[107]), der am oberen Ende zur Aufnahme der Rammschläge eine Schlaghaube (s. Abb. 84 u. 85, S. 52) mit Aussparung für die Aufnahme eines die Schlagwirkung verteilenden Eichenklotzes trägt, aus zwei ineinander steckenden, gegenseitig verschiebbaren Teilen: einem inneren sechsseitig ausgebildeten Kernstück und einem dasselbe umschliefsenden Mantelstück (s. die Abb. der Schnitte *AA*, *BB* u. *CC*, S. 52). Das Kernstück verjüngt sich stufenförmig nach unten und setzt sich aus einem oberen und einem unteren Teil zusammen, die miteinander durch versenkte Schrauben verbunden sind. Das Mantelstück setzt sich aus drei gleichen

[105]) Engng. record 1904, Bd. 50, S. 431.
[106]) Engng. news 1903, I. S. 275 und Bauingenieur-Zeitung 1904, S. 69.
[107]) Engng. record 1904, Bd. 50, S. 432 und Zement u. Beton 1905, S. 62.

Segmenten zusammen und legt sich beim Eindringen des Kernstücks dicht an die innere Fläche der einzutreibenden Röhren an, wobei zwischen den einzelnen Segmenten die lotrechten Fugen sich öffnen. Dabei setzen sich die schrägen Absätze des Kernstücks auf die entsprechenden Vorsprünge an der Innenseite der Mantelsegmentstücke auf und pressen diese durch Keilwirkung gegen die Rohrwandungen. An diesen Absätzen ist das Kernstück mit den Mantelstücken durch kurze drehbare Flacheisenstücke (s. Abb. 84) gelenkig verbunden, so dafs beim Herausziehen des Kernstücks die Segmente des Mantelstücks mitgenommen werden, sich also wieder einander nähern, von der Blechröhre sich ablösen und mit dem Kernstück herausziehen lassen. Die zur Aufnahme des Betonpfahls im Boden verbleibenden Röhren bestehen, wie oben erwähnt, aus kegelförmigen, fernrohrartig ineinander steckenden, etwa 2,5 m langen Rohrteilen aus Eisenblech mit geschweifsten Nähten.

Abb. 84 bis 90. *Raymond-Rammpfahl mit bleibender Hülle.*



Bei der Ausführung werden 4 zu einem Pfahl gehörige Rohrteile ineinander gestellt, der Modellkern wird in das mittlere Rohr gesteckt und dann der weiteste Rohrteil durch ein Drahtseil in die Höhe gezogen, wodurch die anderen mitgenommen werden und der Modellkern umhüllt erscheint. Dann erfolgt das Einrammen ganz in derselben Weise wie bei einem Holzpfahl.

Nach vollendetem Einrammen wird, nach Entfernung der Schlaghaube, das Kernstück angehoben und dann der ganze Modellkern herausgezogen, worauf mit dem Einstampfen des Betons begonnen werden kann, während die Ramme zum nächsten Pfahl befördert wird.[108])

γ. In anderer Weise wurden die Jochpfähle für die Landungsbrücke in Lome (Togo-Schutzgebiet) hergestellt[109]), da es sich hier um über das Wasser hinausragende, der Brandung ausgesetzte Pfähle handelte.

Man wählte in eiserner Ummantelung gestampfte Betonpfähle, von denen je 3 unter 3,5 : 1 schräg eingerammte Pfähle zu einem den „Dükdalben" ähnlichen Grundpfeiler vereinigt wurden. Zwei in dieser Weise hergestellte Grundpfeiler bilden (s. Abb. 91 u. 92) mit dem auf ihnen ruhenden Pendeljoch an den Trägerenden die Unterstützung der abwechselnd 24 und 28 m langen Träger der im ganzen 304 m langen Landungsbrücke. Die zur Herstellung der Pfähle dienenden Röhren sind geschweifste Stahlröhren von 350 mm innerem Durchmesser und 12 mm Wandstärke, die von einem

[108]) Über die Verwendung solcher Betonpfähle zur Gründung der neuen Carnegie-Bibliothek zu Aurora (Ill.) s. Engng. news 1902, II. S. 495, ferner zur Gründung des Krafthauses in Dubuque s. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 509.

[109]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 1803.

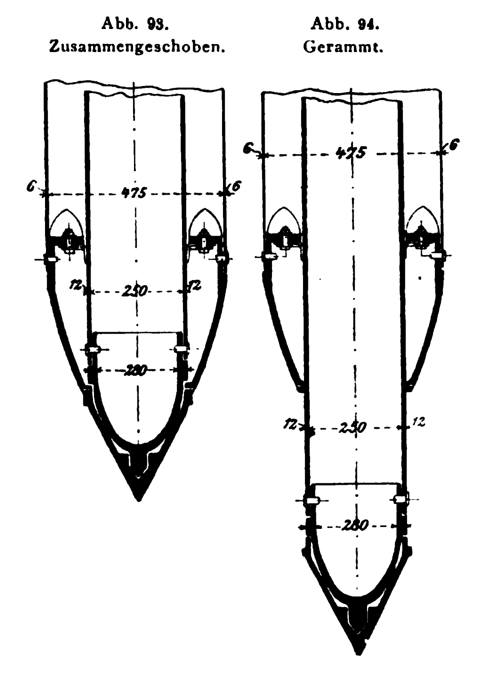
Abb. 91 u. 92. *Landungsbrücke in Lome auf Betonpfählen.*

Abb. 91. Seitenansicht. Abb. 92. Querschnitt.

zweiten Rohr von 475 mm innerem Durchmesser und 6 mm Wandstärke umgeben werden. Dieses Mantelrohr, das nicht so tief wie das Tragrohr eingerammt wurde, hat einen kegelförmigen, zweiteiligen gufseisernen Schuh, der aus der Kegelspitze und einem mit letzterer in der Kegelgrundfläche nur durch dünne Nietstifte mit dem Mantelrohrende dagegen fest verbundenen Ringe besteht (s. Abb. 93). Das Mantelrohr wurde zunächst etwa 2 m tief mit einer Ramme eingerammt und darauf das Tragrohr eingeführt. Dabei legte sich der Schuh des letzteren in die Kegelspitze des Mantelrohres, scherte nach dem ersten Rammschlage die erwähnten Nietstifte ab und drang mit der Kegelspitze weiter in den Boden ein (s. Abb. 94), während der Ring am Mantelrohr verblieb. Im Innern des Ringes liegt ein Gummistulp, der nach diesem Vorgange das Tragrohr umschliefst und während des Einrammens das Eindringen von Sand und Wasser zwischen Mantel- und Tragrohr verhütet.

Abb. 93 u. 94. *Rammpfahl für die Landungsbrücke in Lome.*

Abb. 93. Zusammengeschoben. Abb. 94. Gerammt.



War das Tragrohr genügend tief eingerammt, so wurde zunächst der Zwischenraum zwischen beiden Röhren und das Innere des Tragrohres selbst ausbetoniert. Nach Fertigstellung der drei zusammengehörigen, geneigt zu einander stehenden Pfähle wurden ihre oberen Enden durch ein Kopfstück miteinander verbunden, das aus einer wagerecht liegenden Platte besteht, an die mit Knotenblechen Winkel angenietet sind, die etwa einen Meter tief in den Beton der Tragröhren hineinreichen. Zum Schlufs wurden diese Kopfstücke, sowie die oberen Röhrenenden mit einer Betonumhüllung versehen.

2. Rammpfähle aus Eisenbeton. Während die Beton-Stampfpfähle, besonders diejenigen ohne bleibende Ummantelung (vergl. unter 1. a u. b, S. 48 u. 49) mehr oder minder gemauerten Steinpfeilern gleichkommen, durch welche eine Gebäudelast auf den tiefer liegenden festen Baugrund übertragen wird, sind die Rammpfähle aus Eisenbeton sowohl in ihrer Wirkung, als auch in der Art ihrer Verwendung und Anbringung, ihres Einrammens, bezw. Einspülens den seither gebräuchlichen Rostpfählen und Spundbohlen aus Holz gleichzustellen, haben aber den Vorzug, in ihrer Anwendung unabhängig vom andauernden oder vorübergehenden Vorkommen und Höhenstande des Wassers im Baugrunde zu sein.

Eine Erschwerung für die allgemeine Anwendung ergibt sich allerdings daraus, dafs sämtliche Ausführungsweisen, die im wesentlichen aus der Umstampfung eines entsprechenden Eisengerippes mit Beton bestehen, mit ihren bereits vielseitigen kleinen Abweichungen patentiert sind, so dafs bei selbstständigem Vorgehen ein eingehendes Studium dieser Patente zu empfehlen ist, um Patentverletzungen zu vermeiden. Ein näheres Eingehen auf diesen Gegenstand würde den Rahmen dieses Paragraphen überschreiten, woher im nachstehenden nur die leitenden Grundgedanken bei der Herstellung und Verwendung der Beton-Rammpfähle besprochen und einige erfolgreiche Ausführungen kurz wiedergegeben werden sollen.

a) Anfertigung der Eisenbeton-Rammpfähle. Als erste Bedingung für die Brauchbarkeit der Eisenbetonpfähle ist, wie bei allen derartigen Ausführungen, ihre sorgfältigste Herstellung hinzustellen. Die den Pfählen als Gerippe dienende Eisenkonstruktion wird meist aus der Länge nach durchlaufenden Rundeisen (nach Hennebique), seltener aus Profileisen (nach Rechtern, Vering und Döpking) gebildet, die in Abständen von 20 bis 30 cm durch Ankerschlingen aus Eisendraht, bei Profileisen durch entsprechend weiter voneinander abstehende angenietete Querverbindungen aus Blechstreifen zusammengehalten werden. Am unteren Ende des Pfahles sind die Längseisen zu einer mit einem Schuh versehenen Spitze oder Schneide zusammengeführt.

Erfolgt das Eintreiben der Pfähle durch Wasserspülung, so erhält die Spitze ein Loch für die Einführung des Wasserrohres.[110]) Werden die Pfähle gerammt, so ist durch entsprechende Ausbildung des Kopfes oder durch Anwendung einer besonderen Schlaghaube dafür zu sorgen, dafs die Schläge des Rammbären keine Zerstörung des oberen Pfahlteiles zur Folge haben.

Das Umstampfen der Eisengeripppe geschieht in besonderen aus Brettern hergestellten Formen entweder in lotrechter oder wagerechter Stellung. Während bei Rostpfählen, die stets in der Richtung ihrer Längsachse belastet werden, das Einstampfen des Betons stets in lotrechter Stellung der Formen erfolgen sollte, können die vielfach auch seitlichen Kräften, also Biegungsbeanspruchungen ausgesetzten Spundbohlen, wenn die Eiseneinlagen aus Rundeisen bestehen, auch in wagerechter Lage eingestampft werden, da diese Art der Anfertigung einfacher und billiger ist. Besteht die Eiseneinlage aus Profileisen, so ist auch hier das Einstampfen in lotrechter Stellung erforderlich, weil ein gleichmäfsiges Umstampfen der Profileisen in liegender Stellung unmöglich ist.

Ganz besonders ist auf eine gute Beschaffenheit und Zusammensetzung des Betons zu achten. Auch mufs ein gehöriges Abbinden und Erhärten der Pfähle vor ihrer Verwendung abgewartet werden. In der Regel genügen hierfür 4 bis 5 Wochen, wie dies aus den unten mitgeteilten Ausführungsbeispielen hervorgeht. Fertigen Pfählen schadet erfahrungsgemäfs selbst starker Frost nicht, so dafs die Lagerplätze keines besonderen Schutzes bedürfen.

b) Anwendungen der Eisenbeton-Rostpfähle. Die ersten Rostpfähle aus Eisenbeton wurden zur Gründung des Gebäudes der Holland-Amerika-Linie in Rotterdam[111]) verwendet. Als Querschnitt wurde ein gleichseitiges Dreieck von 50 cm Seitenlänge mit abgestumpften Ecken gewählt, der jedoch nur auf 1 m Länge von den Enden aus voll vorhanden ist. Dazwischen wurden die Seitenflächen etwas ausgehöhlt, wodurch beim Einrammen eine geringere Reibung erzielt werden sollte. Die Pfähle erhielten entsprechend den drei Ecken drei Eisenlängsstäbe von 25 mm Durchmesser, die in je

---

[110]) Von Kayser werden hierfür Pfähle in Vorschlag gebracht, die aus Quadranteisen zusammengenietet und mit einer unten kegelförmig zulaufenden Betonhülle umgeben sind. In dem dadurch erzielten Hohlraum, der später mit Beton auszufüllen ist, kann das Spülrohr hinabgelassen werden (s. Beil. 35 zu No. 71 der Deutsch. Bauz. 1905).

[111]) Deutsche Bauz. 1901, S. 411.

25 cm Abstand durch 5 mm starke Drähte verbunden wurden. Die Spitze bestand aus kurzen, mit den Längsstäben verbundenen 12,5 mm starken Rundstäben, die zusammengebogen und mit Draht umschnürt waren. Der Beton bestand aus 30 kg Portland-Zement auf 500 l Sand und 1000 l Schotter. Beim Einrammen, das durch eine unmittelbar wirkende Morrison-Ramme mit 120 Schlägen in der Minute erfolgte, machte man im Anfang schlechte Erfahrungen, bis die richtige Hubhöhe und Stärke des Rammschlages herausgefunden wurde.

In Berlin wurde der Eisenbeton-Pfahlrost zum erstenmal beim Neubau des Amtsgerichts-Gebäudes Wedding[112]) angewendet.

Weil der z. Z. etwa 2 m unter der Erdoberfläche liegende Grundwasserstand im Sinken begriffen ist, war ein Holzpfahlrost ausgeschlossen. Der moorige, aus Schliefsandschichten bestehende Untergrund machte aber eine Tiefgründung notwendig. Man entschlofs sich zu einer Gründung auf Eisenbeton-Pfählen, die nur eine der Sohlbreite der Mauer entsprechende Platte aus Beton tragen sollten, untersagte aber das Einspülen der Pfähle, um nicht die Möglichkeit einer Verringerung der Tragfähigkeit des Bodens herbeizuführen, so dafs die 5 bezw. 6,5 m, teilweise sogar 8 m langen Pfähle eingerammt werden mufsten. Dennoch hat sich diese Gründungsweise durchaus bewährt und wenn auch die Herstellung des Pfahlrostes selbst etwa doppelt so teuer als diejenige eines gleichen aus Holzpfählen zu stehen kam, so stellten sich doch die Gesamtkosten keineswegs höher, als bei Anwendung eines Pfahlrostes, weil ein solcher bei dem beständigen Sinken des Grundwassers entsprechend tiefer hätte gerammt werden müssen, während die Betonpfähle mit ihren Köpfen unmittelbar bis unter die Kellersohle reichen konnten. Eine Kastengründung oder eine Betongründung zwischen Spundwänden wäre noch teurer gekommen.

Abb. 95 bis 101. *Rammpfahl aus Eisenbeton für das Amtsgerichts-Gebäude Wedding in Berlin.*

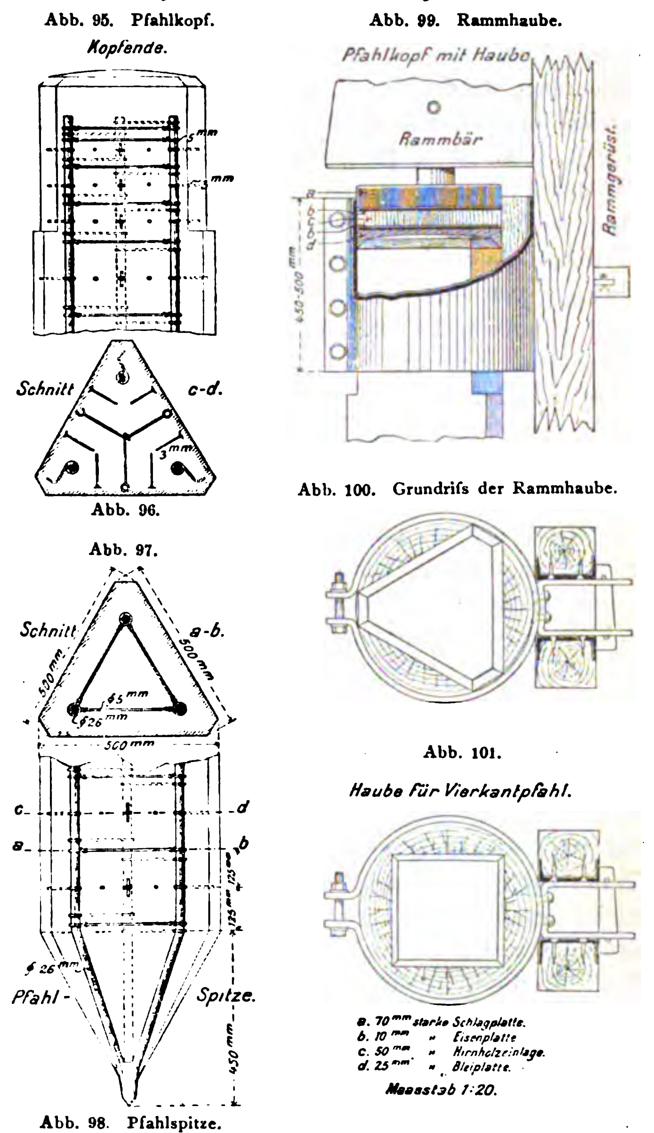


Abb. 95. Pfahlkopf. Abb. 96. Abb. 97. Abb. 98. Pfahlspitze. Abb. 99. Rammhaube. Abb. 100. Grundrifs der Rammhaube. Abb. 101.

Nach sorgfältigen, unter Aufsicht des Landesbauinspektors Hertel und unter der Oberleitung des Regierungs- und Baurats Mönnich angestellten Versuchen bezüglich der zweckmäfsigsten Querschnittsform und der Art der Eiseneinlagen entschlofs man sich, für die Rostpfähle einen dreieckigen Querschnitt mit abgestumpften Ecken (s. Abb. 97) wie in Rotterdam zu wählen. Die Seitenflächen der Pfähle wurden aber nicht wie dort

[112]) Deutsche Bauz. 1902, S. 582 u. 647. — Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 560.

ausgehöhlt, sondern eben gehalten. Nahe den Ecken wurde je ein Rundstab von 26 mm Durchmesser eingebettet. Diese Rundstäbe wurden in 20 cm Abstand von parallel zu den Seiten geführten Schlingen aus 6 mm starkem Eisendraht umfaſst und zusammengehalten. In der Mitte zwischen diesen Verbindungen, also ebenfalls in 20 cm Abstand, wurden S-förmig gebogene dünnere Drähte (s. Abb. 96, S. 55), von den drei Rundstangen ausgehend, nach auſsen und innen gerichtet eingelegt, die also sowohl die äuſsere Rinde, als auch den inneren Kern zur Aufnahme von Scherspannungen befähigten. Die drei Langeisen wurden unten zu einer stumpfen Spitze zusammengeschweiſst, während am oberen Ende zum Schutz gegen die Rammschläge ein etwa 50 cm breiter Eisenring angeordnet wurde, der durch drei, der Dreieckform des Pfahlquerschnittes entsprechende Kreisabschnitte aus Holz ausgefüttert und dann durch Schrauben zusammengezogen war (s. Abb. 99 u. 100). Innerhalb dieses Ringes kam eine 25 mm starke Bleiplatte *b* auf den Pfahlkopf, darauf eine 5 cm starke Holzscheibe *c*, die etwas über den Ringrand reichte und auf diese Holzscheibe schlieſslich eine starke Eisenplatte *a*, die unmittelbar die Schläge des 2500 kg schweren Rammbären aufnahm. Das Einrammen ging gut von statten. Die Anordnung einer entsprechenden Haube für Vierkantpfähle zeigt die Abb. 101 (S. 55).

Die Herstellung der Pfähle erfolgte aus bestem Portland-Zement und reinem scharfem Fluſskies von mittlerer Gröſse im Verhältnis von 1 : 3. Das Einstampfen der nur wenig angefeuchteten, in einer Mischmaschine sorgfältig gemischten Betonmasse geschah für die zur Verwendung gekommenen 5, 6,5 und 8 m langen Pfähle in aufrecht stehenden, reihenweise angeordneten Holzformen in Lagen von etwa 20 cm, die mit eisernen Stampfern so eingestampft wurden, daſs die feste Masse eine Höhe von nur 10 cm erhielt. Vor dem Einlegen der Eisenschlingen und vor dem Einbringen neuer Betonmassen wurde die durch das Stampfen glatt gewordene Oberfläche der fertigen Schicht jedesmal mit einem Holzspachtel aufgerauht.

Die Pfähle blieben 12 bis 24 Stunden trocken stehen und wurden dann, unter ständiger reichlicher Anfeuchtung, noch 7 bis 8 Tage in der Form belassen. Dann war die Erhärtung so weit vorgeschritten, daſs die Pfähle mittels einer auf Schienen angeordneten Winde in lotrechter Lage aus der Form herausgehoben und in den Gang zwischen den Formreihen gestellt werden konnten. Hier erhärteten sie noch weitere 8 bis 10 Tage unter fortwährender Bewässerung und wurden dann durch groſse Hebekrane aus dem Herstellungsraum herausgehoben und mit Hülfe kleiner auf Schienengleisen laufenden Wagen zu den Lagerplätzen gebracht und dort aufgestapelt, um nach etwa 4 Wochen verwendet zu werden. Die Kosten der Herstellung betrugen einschlieſslich des Materials etwa 10 Mk. f. d. m Pfahllänge.

Wenn auch der dreieckige Querschnitt mit abgestumpften Kanten sich als günstigste Form für das Einrammen der Pfähle ergeben hat, so ist unter Berücksichtigung anderer Erfordernisse — bessere Verbindung mit dem aufzusetzenden Eisenbeton-Pfeiler (s. Abb. 180 u. 181) oder mit der Eisenbeton-Abdeckschicht (s. Abb. 179) des Pfahlrostes, günstigere Stellung der Pfähle gegen Schubwirkung (s. Abb. 182 bis 184) u. s. w. — vielfach auch die gleichseitige Rechteckform, wie sie zuerst von F. Hennebique[113]) vorgeschlagen wurde, angewandt worden.

Die Abb. 102 u. 103 zeigen den Hennebique-Pfahl, der in Längen bis zu 15 m ausgeführt worden ist, die Abb. 104 bis 106 die Form der Pfähle, wie sie zur Gründung des

[113]) Vergl. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 618.

Abb. 102 u. 103.
Hennebique-Rammpfahl.

Abb. 102. Längsschnitt.

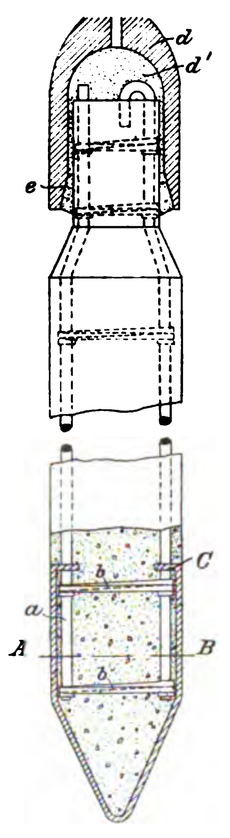


Abb. 103. Querschnitt.

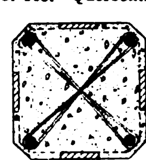


Abb. 104 bis 106.
Eisenbeton-Rammpfahl der Ferro Concr. Constr. Cie. in Cincinnati.

Abb. 104.

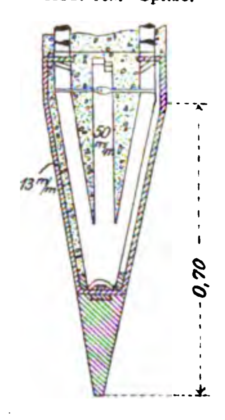


Abb. 105. Spitze.

Abb. 106. Querschnitt.

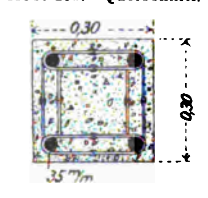


Abb. 107 bis 109.
Eisenbeton-Pfahl von der Landungsbrücke in Noworossisk.

Abb. 107. Längsschnitt.

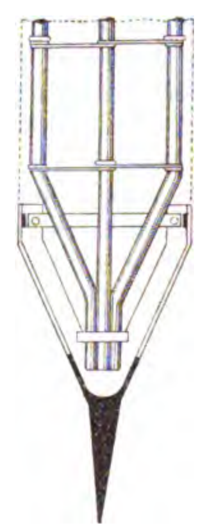


Abb. 108. Querschnitt.

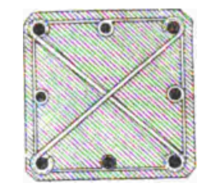
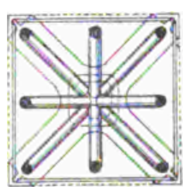


Abb. 109. Grundrifs der Spitze.



Hollenbeck-Gebäudes in New-York[114]) und in ähnlicher Ausführung auch von der Ferro Concrete Construction Cie. in Cincinnati zur Gründung des Dittman factory-Gebäudes[115]) in Cincinnati verwendet wurden. Sie unterscheiden sich nur unwesentlich durch die Art der Anbringung der Verbindungsdrähte, mit denen die 4 in den Ecken befindlichen Rundstäbe von 25 bis 35 **mm** Durchmesser zusammengehalten werden, durch die Form der in einem gufseisernen Schuh steckenden Spitze, die, falls der Pfahl mittels Einspülung eingetrieben werden soll, für das Wasserrohr entsprechend durchbohrt sein mufs (siehe Abb. 110 u. 111, S. 58), durch die Ausbildung des Kopfes u. s. w. Hennebique wendet eine Metallkappe *d* an, um den Kopf gegen die Rammschläge zu schützen (s. Abb. 102), innerhalb welcher sich eine den verjüngten Pfahlkopf überdeckende und umgebende

[114]) Engng. record 1903, Bd. 47, S. 377. — Engng. news 1904, I. S. 233. — Génie civil 1904, Bd. 44, S. 172.

[115]) Engng. record 1904, Bd. 50, S. 494.

Füllung *d'* aus Sand, Sägespänen u. dergl.[116]) befindet, die am unteren Rande der Kappe durch eine Hanfflechte *e* oder durch eine Lehmeinlage gegen Auslaufen gesichert ist. Diese Füllung soll nicht nur die Schläge auf die Kopfoberfläche gleichmäfsig verteilen, sondern auch die Möglichkeit bieten, die Rundstäbe zur späteren Verbindung mit der Abdeckplatte des Pfahlrostes etwas über die Pfahlköpfe hinausragen zu lassen. Die Abb. 107 bis 109 (S. 57)[117]) zeigen die etwas abweichende Form der zur Gründung einer Landungsbrücke in Noworossisk am Schwarzen Meer, wegen der dort sehr häufigen, die Holzpfähle zerstörenden Bohrwürmer, in einer Länge von 10 m zur Anwendung gekommenen Pfähle. Aufser den üblichen 4 Eckrundeisen sind noch zwischen ihnen an den Seiten durchlaufende Rundeisen angebracht. Die Verbindung der Stäbe ist eine sehr kräftige. Der eiserne Schuh endigt in einer auffallend schlanken Spitze.

Auch in Deutschland wurden vierkantige Eisenbeton-Pfähle bei der Gründung der Brücken zu Brumath (s. Abb. 180 u. 181) und bei Brünighofen im Elsafs[118]) durch den Ingenieur Züblin angewendet, der in Gemeinschaft mit H. Deimling auch die Gründung eines Teiles des neuen Hauptbahnhofs in Hamburg[119]) mit solchen Pfählen ausführte. Hier waren 580 Pfähle erforderlich. Zur Bestimmung ihrer Längen, die zwischen 5 und 12 m schwankten, wurden an geeigneten Stellen Probepfähle aus Holz gerammt, wobei später die Beobachtung gemacht wurde, dafs die Betonpfähle entsprechend den Holzpfählen zogen und, infolge ihrer gröfseren und rauheren Oberfläche, trotz gröfserer Beanspruchung fest safsen.

Abb. 110 u. 111.
Pfahlspitze nach Patent Züblin.

Abb. 110. Längsschnitt

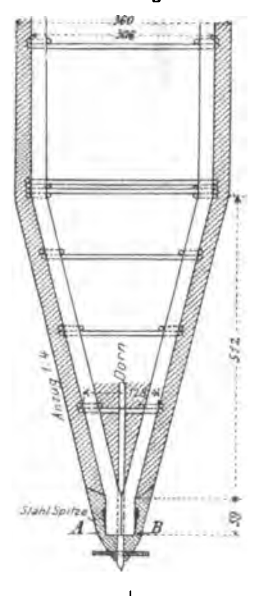




Abb. 111. Schnitt nach *A B.*

Die Herrn Züblin patentierten Pfähle erhielten einheitlich einen quadratischen Querschnitt von 36 cm Seitenlänge. Das Eisengeripppe bestand aus 4 Rundeisen von 25 mm Durchmesser, die in den Ecken möglichst nahe der Aufsenseite lotrecht in den Formen aufgestellt wurden, nachdem sie unten zu einer Spitze (s. Abb. 110 u. 111) zusammengezogen und in einen kegelförmig gestalteten durchbohrten Schuh gesteckt waren. Zwischen die Stabenden wird von oben her ein entweder als voller Stab, oder bei Verwendung von Druckwasserspülung ein als Rohr ausgebildeter Dorn hindurchgetrieben, der die Stabenden fest gegen die innere Wandung des Schuhes prefst. Dieser enthält in seiner Aushöhlung noch eine Aussparung, die ebenso wie die Zwischenräume zwischen den Stäben beim Ausstampfen des Pfahles sich mit Beton füllt und ein Loslösen, gewissermafsen als Widerhaken, beim Herausziehen des Pfahles verhindern soll.[120])

Zur Querversteifung dienten je 4 Drahtbügel von 8 mm Durchmesser, die in Entfernungen von 25 cm um die lotrechten Stäbe geschlungen wurden. Die zur Einstampfung dienenden Formen waren zwischen Gerüsten längs den Verwendungsstellen der Pfähle angeordnet, hatten an zwei gegenüberliegenden Seiten eine feste Verschalung, während

[116]) D. R. P. No. 106757, vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 404.

[117]) Engng. news 1904, I. S. 233.

[118]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 746 ff. und Engng. news 1904, I. S. 234.

[119]) Deimling, Eisenbetonpfählungen am Hauptbahnhof in Hamburg. Beton und Eisen 1904, S. 65.

[120]) D. R. P. No. 157150, s. Deutsche Bauz. 1905, Beilage 12, S. 45.

die Schalung der anderen beiden Seiten aus kurzen, schmalen Brettern bestand, die dem Fortschritt des Einstampfens entsprechend angebracht wurden. Diese Anordnung gestattete ein leichtes Entfernen der Schalung und ein freies Heraus- und Heranholen der fertigen Pfähle, sowie eine Wiederverwendung der Formen, von denen stets 2, an einigen Stellen 3 hintereinander standen.

Als Betonmischung wurde zuerst eine solche aus Zement und gewaschenem Sand und Kies von 8 bis 40 mm Korngröfse im Verhältnis von 1 : 2 : 3 gewählt. Im Laufe der Rammung erhöhte man dieses Verhältnis auf 1 : 1,5 : 2,5 bis zu 1 : 1,5 : 1,5, da Pfähle aus der letzteren Mischung schon nach 3 bis 4 Wochen gerammt werden konnten und die Arbeit sehr beschleunigt werden mufste. Alle Mischungsverhältnisse bewährten sich, nur brauchten die magereren eine längere Erhärtungszeit. Der Beton wurde in plastischem Zustande eingebracht und mittels geeigneter Stampfer in Schichten von 5 bis 10 cm Höhe, die dem Inhalte kleiner Kübel entsprach, eingestampft. Jeder Pfahl wurde möglichst an demselben Tage fertig gestellt, am 3. Tage ausgeschalt, und 14 weitere Tage durch ständige Besprengung in feuchtem Zustande erhalten. Als Zeit der Erhärtung wurden möglichst 4 Wochen eingehalten, wenn auch häufig Pfähle mit nur 3 Wochen Erhärtungszeit gerammt werden mufsten und sich dabei gut hielten. Unter 600 gerammten Pfählen sind nur zwei gebrochen.

Der Kopf der Pfähle erhielt eine in Viereckform hergestellte Schlaghaube aus starkem Blech, die sich auf den Führungsring aufsetzte und mit diesem, zur Erzielung eines dichten Abschlusses nach unten, durch Schrauben fest verbunden wurde. Zwischen Haube und Pfahl verblieb rings ein Spielraum von 3 cm, der mit feuchtem, gut eingestampftem Sand ausgefüllt und dadurch jedes seitliche Ausweichen des Betons verhindert wurde.

Die zum Einrammen der Pfähle nach Angaben von Züblin von der Firma Menck & Hambrock in Altona gelieferte Ramme (s. § 10 unter 4., S. 72), die eine genaue Einstellung ermöglichen, fahrbar, drehbar und kippbar sein mufste, bewährte sich vorzüglich. Der Bär wog wie die gröfsten der Pfähle 4 t. Die Fallhöhe war durchschnittlich 1,2 m. Das Ziehen des Pfahles wurde bei jedem Schlag gemessen und die Fallhöhe durch Verbindung des Pfahles mit der Ausrückvorrichtung auf gleichem Mafse gehalten.

Bezüglich der mit den Pfählen vorgenommenen Belastungsproben mufs auf die unten genannte Quelle verwiesen werden[121]), wo auch über die Aufeinandersetzung mehrerer Pfahlteile bei Erfordernis grofser Pfahllängen Mitteilungen gemacht werden.

c) Anwendungen der Eisenbeton-Spundbohlen. In der Ausführungsweise den Rammpfählen ähnlich, sind auch Spundbohlen aus Eisenbeton, insbesondere als dauernder Schutz hoher Holzpfahlroste gegen die Angriffe des Bohrwurms oder an Stelle von Bohlwerken als Uferbefestigung, zur Anwendung gekommen und eignen sich für solche Zwecke in besonders hervorragender Weise.

Die von Fr. Hennebique[122]) in Paris hergestellten Spundbohlen (s. Abb. 112 bis 114, S. 60) sind in der gewohnten Ausführungsweise mit eisernen Längs- und Querstäben und mit einem eisernen Schuh ausgerüstet und besitzen an beiden Schmalseiten halbkreis- oder schwalbenschwanzförmige Längsrinnen *o*, in denen während des Einrammens die an den unteren Enden auf der einen Seite vorspringenden Nasen *m* geführt werden, wo-

[121]) Vergl. Beton und Eisen 1904, S. 201.

[122]) D. R. P. No. 106756/57, s. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 404. — Bauing.-Zeitung 1903, S. 9.

gegen nach dem Einrammen die durch die Rinnen *o* gebildeten Kanäle mittels eines Spritzrohres *i* gereinigt und darauf mit Zement ausgegossen werden können, wodurch nach Erhärtung der Füllmasse, neben einer innigen Verbindung der Bohlen, gleichzeitig auch ihre Abdichtung erfolgt. Die zur Führung der Bohlen dienenden Nasen *m* werden bei der Herstellung in die Betonmasse eingebettet. Zum Schutz der verjüngten Bohlenköpfe gegen die Schläge des Rammbären während des Einrammens dient eine ähnliche Schlaghaube, wie sie unter b), S. 57 u. 58 beschrieben wurde.

Abb. 112 bis 114.
Hennebique-Spundbohle.

Abb. 112. Seitenansicht. Abb. 113. Längsschnitt.

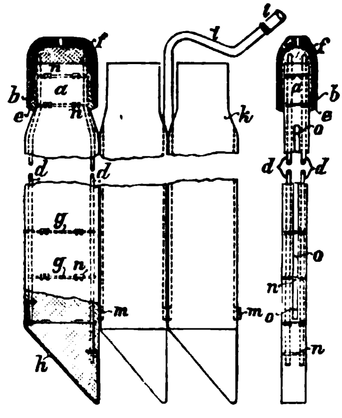
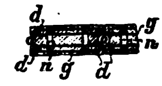


Abb. 114. Grundrifs.



Die den Herren Rechtern, H. Vering und Döpking patentierten[123]), in Kiautschau zum Schutz des hohen Pfahlrostes (s. Abb. 175) der Kaimauer angewandten Eisenbeton-Spundbohlen haben ein Eisengerippe erhalten, das aus zwei 12 m langen I-Eisen besteht, die in Abständen von etwa 24 cm durch dazwischen genietete Bleche zusammengehalten werden (s. Abb. 115 u. 116). In Formen mit Beton umstampft und mit einem eisernen Schuh ausgerüstet, besitzen diese Spundbohlen, zur Bildung wasserdichter Wände, an den Seiten abgerundete Federn, die in entsprechend ausgebildete Nuten greifen und lassen sich sowohl durch Wasserspülung in Sandboden, als auch durch Rammen in lehmigen Boden eintreiben.

Abb. 115 u. 116. *Spundbohle nach Rechtern.*

Abb. 115.

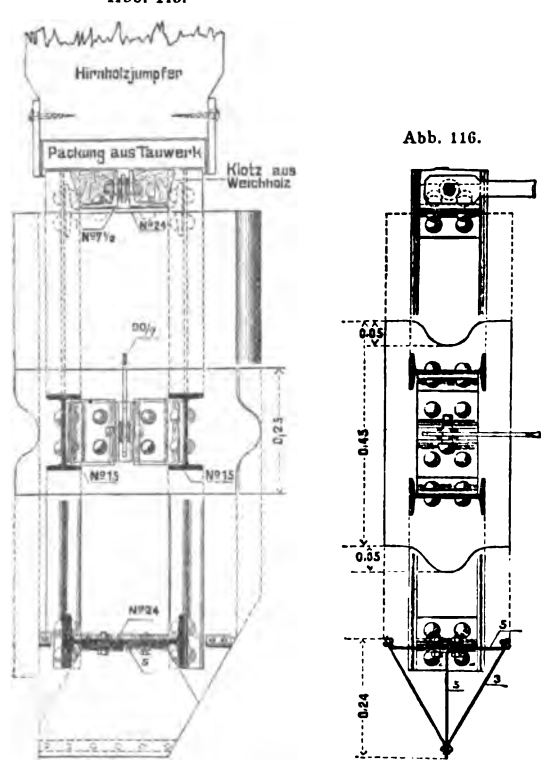


Abb. 116.

Das Mischungsverhältnis des Betons bestand in Kiautschau aus 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und Kies. Nach 28 tägiger Erhärtung wurden Rammproben mit einem 16,0 kg schweren Rammbären vorgenommen, die sehr günstig ausfielen.

Um die Wucht des Rammschlages zu mildern, war eine Langholzjungfer, d. h. ein mit der Faserrichtung senkrecht zur Rammrichtung gelegter, mit kräftigen eisernen Bändern beschlagener Eisenklotz auf dem Kopf der Bohle angebracht worden, der eine Führung an den Nuten des Mäklers und flache Ausklinkungen für die aus der Spundbohle herausragenden Eisenteile erhielt. Nach 1,8 m tiefem Einrammen, bei 1,64 m Fallhöhe des Rammbären, war dieser Holzklotz meist zersplittert, während der Kopf der Bohle ganz blieb. Da diese Langholzjungfer sich also wenig haltbar gezeigt hat und daher kostspielig in der Anwendung ist, wird eine Ausfüllung des Bohlenkopfes mit zwei kleineren Klötzen aus Weichholz (s. Abb. 115) und die An-

[123]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 617 und Bauing.-Zeitung 1903, S. 1.

wendung einer Hirnholzjungfer mit eisernem, mit altem Tauwerk ausgefülltem Schuh empfohlen.

Auch als Uferschutz zur Bildung eines Bohlwerks sind Spundbohlen aus Eisenbeton verwendet worden.[124]) Eine an der Oder bei Stettin gelegene Wiese wurde durch den Wellenschlag vorüberfahrender Dampfer stark beeinträchtigt. Um dies zu verhindern, war ein etwa 140 **m** langes Bohlwerk erforderlich. Die hierzu in Längen von 3 **m** in einer einfachen Holzform liegend eingestampften, 35 **cm** breiten, 8,5 **cm** dicken Betonbohlen erhielten als Einlage in der mittleren Linie je 7 Rundeisenstäbe von 5 **mm** Durchmesser, die in Abständen von etwa 30 **cm** voneinander durch dünne Drähte in richtiger Entfernung gehalten wurden. Nach zweimonatlicher Erhärtung wurden die Bohlen mit einer gewöhnlichen Zugramme mit einem Bärgewicht von 125 **kg** eingerammt, nachdem vorher auf je 3 **m** Entfernung Holzpfähle in den Boden eingetrieben und durch einen Holm miteinander verbunden waren, dessen schräg geschnittene vordere Fläche gleichzeitig zur Führung der Spundbohlen beim Einrammen diente. Gleichlaufend mit dem Holm kam vor die Spundbohlen an der Wasserseite ein Brustholz, das mittels durch die Spundbohlen hindurchreichender Bolzen mit dem Holm verschraubt wurde.

Der Selbstherstellungspreis der Bohlen betrug 3,27 M., wogegen eine gleich lange und gleich starke Holzbohle 4 bis 5 M. gekostet hätte. Die Kosten des fertigen Meters Bohlwerk betrugen 18,73 M.

§ 9. Das Eintreiben der Pfähle. Das Eintreiben und Einsenken der Pfähle kann erfolgen:

1. Durch Einrammen,
2. durch Druckwasserspülung,
3. durch Dampfspülung (Einführen von Dampf),
4. durch Einschrauben bei Schraubenpfählen.

1. Das Einrammen. Die Ausführung der Rammarbeit wird eingehend im § 12 besprochen, während im § 10 eine Übersicht der gebräuchlichsten Rammen gegeben wird, so daſs hier nur einige Besonderheiten und Vorsichtsmaſsregeln zu erwähnen sind.

Die wohl kaum mehr zur Anwendung kommenden guſseisernen, mit Verstärkungsrippen versehenen plattenförmigen Pfähle (s. § 7) bedurften besonderer Vorsicht beim Einrammen, da sie mit ihren scharfen Kanten und Ecken leicht aus der vorgeschriebenen Richtung gerieten und durch die Rammschläge leicht zersprangen, besonders wenn sie auf unnachgiebige Bodenschichten oder auf Hindernisse, wie Steine u. s. w. stieſsen. Um sie in ihrer Richtung zu erhalten, muſsten zu ihrer Führung kräftige Hölzer (Zwingen) benutzt und zum Rammen nur leichte Rammbären verwendet werden. Auch wurden, zur Milderung der Schlagwirkung und ihrer Verteilung auf die ganze Oberfläche der Pfahlköpfe, Aufsetzer angewendet. Bei den Dockbauten in Liverpool kamen daher nur Zugrammen mit hölzernen Bären von 3 bis 4 Ztr. zur Anwendung, während die 5,5 **m** tief in das Fluſsbett einzutreibenden Pfähle der New Battersea-Brücke zwar mittels guſseiserner Rammbären, aber unter Vermittelung von Aufsetzern aus festem Ulmenholz, eingerammt wurden.

Bei röhrenförmigen, unten offenen guſseisernen Pfählen wurde das Einrammen dadurch erleichtert, daſs man zuerst mit einem in die Röhre eingeführten Erdbohrer vorbohrte und dann das Rammen anwendete.

[124]) Vergl. Zement und Beton 1904, S. 143.

Auch bei Rammpfählen aus Eisenbeton (s. § 8) ist besondere Vorsicht und die Anwendung einer den Pfahlkopf schützenden Kappe, einer sogenannten „Schlaghaube“, oder eines besonderen Kopfstücks oder Aufsetzers erforderlich. Da ferner die Eisenbetonpfähle, besonders bei bedeutender Länge, ein grofses Gewicht besitzen und der Rammbär zu diesem in einem richtigen Verhältnis stehen mufs, so sind hier bei grofsen Pfahllängen schwere Rammen mit einem Bärgewicht von 2500 bis 4000 **kg** (vergl. § 8, S. 56 u. 59 und § 10 unter 4.) erforderlich. Dagegen darf die Hubhöhe nicht zu grofs, etwa nur zu 1,2 bis höchstens 1,5 **m** genommen werden, damit nicht durch die lebendige Kraft des Schlages eine Zerstörung der oberen Pfahlteile eintritt.

Für eiserne Hohlpfähle mit voller Spitze aus Schmiedeisen oder Stahl haben die Ingenieure Legrand und Sutcliff ein neues Verfahren zum Einrammen angewendet, welches darin besteht, dafs das Fallgewicht (der Bär) innerhalb des Röhrenpfahls bewegt wird und dabei an der zylindrischen Pfahlwand seine Führung erhält. Die Pfähle bestehen in diesem Fall aus einzelnen, durch Gewindemuffen miteinander verbundenen Teilen, die nach Bedarf aneinandergeschraubt werden, wodurch für die Pfähle bedeutende Längen erzielt werden können, woher sie besonders bei tiefem Wasser vorteilhaft zu verwenden sind. Damit die Muffen während des Rammens kein wesentliches Hindernis bieten, sind sie abgeflacht. Das untere Ende des Pfahles erhält in seinem vollen Teil einen etwas gröfseren Durchmesser, als der Pfahl selbst. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit werden solche Pfähle später mit Beton ausgefüllt.[125])

Das Einrammen hölzerner Pfähle verursacht in zähem, tonigen Boden oft grofse Schwierigkeiten, woher auch hier beispielsweise von der canadischen Regierung eine Maschine zum Vorbohren von Löchern verwendet wurde, die aus einem an einer Röhre befestigten Hohlkörper bestand, in welchem eine den Bohrer an ihrer Achse tragende kleine Turbine angebracht war, die durch Wasserdruck in Umdrehung gesetzt wurde, wobei das Abwasser gleichzeitig den Boden lockerte. Im Hafen von Owen Sund in Canada wurden mit Hülfe eines solchen Bohrers in 10 Stunden die Löcher für 100 Pfähle von 30,5 **cm** Durchmesser je 6,1 **m** tief vorgebohrt, worauf das Einrammen der Pfähle selbst leicht erfolgte, während das Eintreiben der Pfähle durch Dampframmen auf sonst übliche Weise nicht möglich war.[126])

2. Wasserspülung. Statt der S. 43 beschriebenen, in den Abb. 52 u. 53, Taf. I dargestellten Scheibenpfähle beabsichtigte Brunlees zuerst zur Gründung der daselbst genannten Viadukte Schraubenpfähle anzuwenden. Die seitens der Patentinhaber dafür verlangte, unerwartet hohe Vergütung gab indessen Veranlassung zur Einführung eines neuen, sehr sinnreichen Verfahrens, um Pfähle in Sand durch die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahles auf den tiefer unten befindlichen festen Boden zu versenken. Das durch den Scheibenpfahl geführte 50 **mm** weite Rohr (s. Abb. 52) wurde mit einer Pumpe in Verbindung gesetzt, die durch eine sechspferdige Dampfmaschine getrieben wurde. Sobald nun der aufzustellende und zu versenkende Pfahl von den Pontons aus in die richtige Stellung gebracht und mit der nötigen Führung versehen war, wurde ein kräftiger Wasserstrahl durch das Rohr geleitet. Gleichzeitig wurde durch Hin- und Herdrehen des Pfahles mittels der unter der Scheibe befindlichen Rippen der Sand aufgewühlt, und, indem der Wasserstrom den Sand unter der Scheibe fortspülte, sank der Pfahl nieder. Auf solche Weise soll mitunter ein Pfahl in 20 Minuten 2 **m** tief getrieben worden sein.

---

[125]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 72.

[126]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 47; vergl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 268.

Die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahls ohne gleichzeitiges Drehen des Pfahles hat man auch beim Eintreiben hölzerner Pfähle, Spundbohlen und Futterröhren mehrfach ausgenutzt und besteht das dabei meist angewendete Verfahren in der Befestigung eines Rohres an dem einzutreibenden Pfahl, so daſs das mittels Schlauch durch eine Pumpe zugeführte Wasser während des Niederganges des Pfahles stets am Fuſse desselben austritt.[127])

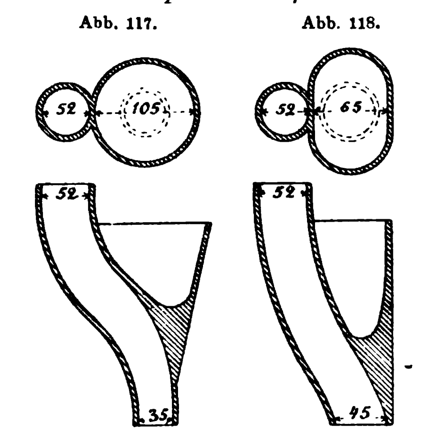
Bei erreichter gewünschter Tiefe ist dann der meist stumpf abgeschnittene Pfahl noch durch einige kräftige Schläge mit dem Rammbär fest einzutreiben, um den durch die Spülung etwa gelockerten Boden unter demselben zu verdichten.

Der Amerikaner Glenn hat während des amerikanischen Bürgerkrieges die Bai von Mobile durch Pfähle versperrt, die mit einer Dampfspritze eingetrieben wurden. Der etwa 16 m lange Spritzenschlauch stand hier mit einem im Mundstück 30 mm weiten Rohrende in Verbindung, welches durch 2 Krampen am unteren Ende des Pfahles befestigt war. Nach vollendetem Eintreiben des betreffenden Pfahles, der oft mit einer Geschwindigkeit von 0,3 m in der Sekunde eingesunken sein soll, konnte dann das Rohrstück wieder hoch genommen werden.[128])

Die günstigen Erfahrungen, welche mit dem Eintreiben von Pfählen in Sandboden mittels Druckwasser gemacht sind, haben dieser Ausführungsweise in den letzten Jahren eine groſse Verbreitung verschafft und zu wesentlichen Vereinfachungen bei ihrer Anwendung geführt. Es wird nicht mehr für erforderlich erachtet, das Druckwasserrohr durch die Mitte der Pfähle zu führen, wie es bei dem Brunlees'schen Verfahren zum Einspülen eiserner Rohre geschah; auch bei ihrer Anbringung an der Auſsenseite der Pfähle wird die gewünschte Wirkung erreicht und damit ist das Verfahren auch zum Eintreiben hölzerner Pfähle verwendbar. Es ist nur, wenn nicht sehr kräftige Seitenführungen nötig werden sollen, Fürsorge zu treffen, daſs die Wasserspülung gleichmäſsig um die Spitze des Pfahles, nicht einseitig, erfolgt, weil sonst ein seitliches Ausweichen des Pfahles aus seiner Achsenrichtung eintritt. Zu diesem Zweck leitet man das untere Ende des Druckwasserrohres unter die Spitze des Pfahles, oder man befestigt mehrere Rohre an dem Pfähle symmetrisch um dessen Achse, oder führt das Rohr in einen mit Seitenöffnungen versehenen Pfahlschuh.

Abb. 117 u. 118. *Guſseiserne Schuhe zum Einspülen von Pfählen.*

Abb. 117. Abb. 118.



a) Beim Bau von Trockendocks in Dünkirchen hat man die einzutreibenden hölzernen Pfähle mit unten geschlossenen guſseisernen Schuhen nach Abb. 117 versehen, welche einen angegossenen Ansatz zur Aufnahme des Druckwasserrohres enthielten, dessen offenes unteres Ende in seiner Stellung der Achse des Pfahles entsprach. Für Spundbohlen dienten die Schuhe nach Abb. 118.

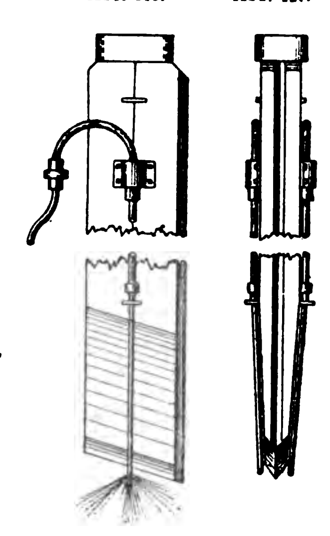
b) Die etwa 12 m langen Rostpfähle für die Langebrücke in Potsdam sind gröſstenteils durch Wasserspülung mittels Dampfdruckpumpen von 6 Atmosphären Überdruck in den Boden eingesenkt worden. Dabei wurden an jedem Pfahl seitlich mittels Klammern zwei schmiedeiserne Rohre von 50 mm Durchmesser angeheftet, deren untere Enden in eine durchlöcherte Spitze ausliefen und so gebogen

[127]) Vergl. Deutsche Bauz. 1873, S. 92 (Aufsatz von Hübbe). — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 371 (Aufsatz von Wendland): 1879, S. 45 (Aufsatz von Wieck). — Ann. des ponts et chaussées 1879, S. 250. — Engng. 1879, II. S. 315. — Engineer 1879, II. S. 303 (Brücke über den Severn). — Deutsche Bauz. 1879, S. 468; 1882, S. 612. — Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467 (Gerichtsgebäude in Braunschweig); 1883, S. 7.

[128]) Deutsche Bauz. 1874, S. 261.

waren, dafs die beiden aus den Rohren austretenden Wasserstrahlen sich vor der Pfahlspitze vereinigten, so dafs sie genau unter dieser die stärkste Wirkung auf den fortzuspülenden Boden ausübten. Nach der Einsenkung des Pfahles liefsen sich die Spülrohre mit Leichtigkeit aus dem Boden wieder herausziehen. Eine in der Tiefe anstehende, sehr feste eisenhaltige Sandschicht konnte durch das Gewicht der Pfähle und durch die Wasserspülung nicht durchbrochen werden. Auf die letzten 3 bis 5 m Tiefe mufsten deshalb die Pfähle gerammt werden.[129])

Abb. 119 u. 120.
Einspülen von Spundwänden.
Abb. 119. Abb. 120.



c) Eine ähnliche Anlage hat man beim Bau der Stadtschleuse in Bromberg (s. Abb. 119 u. 120) zum Eintreiben der Spundpfähle auf 6 bis 10 m Tiefe getroffen. Hier wurde je ein mit mehreren Klammern verbundenes Pfahlpaar in der Mitte beider Flachseiten mit einem 5 cm weiten Gasrohre ausgerüstet, welches oben durch eine angeschraubte starke Schelle, im übrigen mit leichten Klammern so befestigt war, dafs es zum Schlufs mit Hilfe der Dampframme herausgezogen werden konnte. Unten war jedes Rohr mit einer 0,8 m langen, 2,5 cm weiten Spitze versehen, welche sich der Pfahlspitze anschmiegte. Das obere Ende der Rohre war umgebogen und zum Anschrauben der Druckschläuche eingerichtet, welche das Wasser aus einer Dampfdruckpumpe zuleiteten. Die Pumpe lieferte in der Minute 300 l Wasser von 6 bis 8 Atmosphären Druck und war mit einem Sicherheitsventil versehen, welches beim Verstopfen der Druckrohre das gesamte Druckwasser entweichen liefs, sobald das Rohr, in Ton eindringend, sich verstopfte. Das Einspülen der Pfähle wurde durch leichte Schläge mit einem 16 Ztr. schweren Rammbären unterstützt, nachdem die Belastung der Pfähle mit 12 Stück je 10 Ztr. schweren Eisenplatten sich als nicht wirksam genug erwiesen hatte. Die Pfähle drangen, so lange sie nicht auf hemmende Schichten trafen, oder nachdem sie diese überwunden hatten, mit jedem leichten Schlage des Rammbären um etwa 20 cm ein, ohne seitlich auszuweichen, so dafs sie eine lot- und fluchtrechte Wand ergaben.[130])

An anderen Baustellen hat man zum Eintreiben von Spundbohlen die Rohre für das Druckwasser in die Nut der Bohlen befestigt und auch damit gute Erfolge erzielt (s. S. 65).

Abweichend von den bisher beschriebenen Arten, das Druckwasserrohr anzubringen, ist man bei Hafenbauten an der Ostseeküste, z. B. im Bezirke der Hafenbauinspektion von Neufahrwasser, verfahren, wo sich als zweckmäfsig erwiesen hat, das Rohr überhaupt nicht am Pfahle zu befestigen, sondern nur am Kopfe der Ramme aufzuhängen. Das Druckwasser wurde mittels Hanfschläuchen von den Pumpen in Gasrohre von 27 mm Durchmesser, welche etwas länger als die Pfähle gewählt waren, geleitet. Beim Eintreiben freistehender Pfähle stellte es sich als vorteilhaft heraus, wenn das Gasrohr ungefähr 0,20 bis 0,30 m tiefer als die Pfahlspitze gesenkt war und während des Arbeitens ständig etwas gehoben und gesenkt wurde.

In reinem Sandboden genügte bei Anwendung der Spritzvorrichtung für das Senken der Pfähle das Drehen derselben, was mittels eiserner Brechstangen geschah. Bei einem Untergrunde mit festeren Ton- und Lehmschichten, wie er mehrfach angetroffen wurde, mufste neben dem Drehen und Spritzen auch noch gerammt werden.

Beim Eintreiben von Spundbohlen mittels Wasserspülung hatte man bei Anwendung nur eines Rohres anfangs, wie schon oben erwähnt, das Rohr neben den einzurammenden Pfählen angebracht, wobei jedoch stets eine Abweichung nach der Seite der Einspritzung stattfand. Nach verschiedenen Versuchen hat man dann, um den Wasserstrahl an der

[129]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 113. — Die Pfähle der als Jochpfeiler ausgebildeten Brückenpfeiler der Interstate-Brücke über den Missouri bei Omaha sind ebenfalls mittels Wasserspülung eingetrieben worden, wobei eine 25 pferdige, zweizylindrige Dampfmaschine benutzt wurde. Die gröfste Rammtiefe durch Sand, Schlamm, Kies und Klai betrug 15 m. Engng. news 1894, I. S. 316; Génie civil 1894, Bd. 25, S. 78.

[130]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 510 ff.

wirksamsten Stelle, nämlich zwischen dem neu einzurammenden und dem schon feststehenden Spundpfahl, zur Wirksamkeit zu bringen, das Druckwasserrohr in die Nut der Spundpfähle eingeführt, zu welchem Zweck diese tiefer als gewöhnlich, die Feder dagegen flacher ausgearbeitet wurde. Die Mündung des Gasrohres wurde nicht tiefer als der einzurammende Spundpfahl gesenkt, um eine stets reine Gleitfläche an dem bereits stehenden Pfahle zu schaffen. Bei der besprochenen Bauausführung hat man Wert darauf gelegt, durch Anwendung eines grofsen Windkessels beständige Wasserstrahlen zu erhalten, weil unterbrochenes Ausstrahlen leicht Veranlassung zum Verstopfen der Druckrohre gibt.[131])

Beim Bau der neuen Hafenanlagen in Bremen, wo die Wasserspülung neben dem Rammen zum Teil mit gutem Erfolge angewendet worden ist, hat man nach zahlreichen Versuchen festgestellt, dafs bei dem Eintreiben der unter 60° gegen die Wagerechte geneigt stehenden Schrägpfähle der Kaimauern die Wasserspülung mit nennenswertem Erfolge nicht zur Anwendung zu bringen sei. Es wurden bei einem Pfahl auch zwei Spülrohre in den verschiedensten Anordnungen und mit verschiedenen Ausströmungsöffnungen versucht; jedoch die Schwierigkeit, bei dem Betriebe einer Schrägramme die Spülrohre längs dem Pfahl dauernd in Bewegung zu halten, war kaum zu überwinden, die Rohre setzten sich fest und selbst wenn es gelang, dieses zu vermeiden, so bahnte sich das Druckwasser schon nach kurzer Zeit einen lotrechten Ausweg durch den sandigen Boden und vereitelte durch ein solches Umgehen des ihm vorgezeichneten Weges an dem Umfang des Pfahles den erhofften Erfolg vollständig. Dagegen bot die Wasserspülung beim Eintreiben der vorderen Pfähle, welche erst, als die übrigen Rostpfähle in der Umgebung bereits standen, geschlagen wurden, sowie auch beim Eintreiben der hinteren Anschlufsspundwand, nicht zu ersetzende Vorteile; denn ohne ihre Anwendung wäre es bei dem bereits sehr stark zusammengeprefsten Untergrunde kaum möglich gewesen, besonders die vordersten Tragpfähle vorschriftsmäfsig einzutreiben, wie das ein anfänglicher Versuch klarstellte. Das erforderliche Druckwasser von 6 bis 8 Atmosphären lieferten drei Druckwasserpumpen.[132])

Zum Einsenken hohler, unten offener gufseisernen Pfähle hat man für die Landungsbrücke im Golf von Ajaccio die Wasserspülung in der Weise angewendet, dafs man mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze durch einen bis zum unteren Ende des Pfahles geführten Schlauch einen kräftigen Wasserstrahl in den röhrenförmigen Pfahl hineinschickte. Dabei strömte der unten gelöste Sand, mit Wasser vermischt, oben aus dem Pfahl heraus und letzterer sank, indem man mit einem hölzernen Schlägel auf seinen Kopf schlug, allmählich tiefer. Bei dem verhältnismäfsig schnellen Sinken des Pfahles war, wenn die beabsichtigte Tiefe fast erreicht war, Vorsicht zu gebrauchen; man schwächte dann die Kraft des Wasserstrahles ab, um leichter den Pfahl zum Stillstehen bringen zu können.[133])

Beim Bau eines Forts an der „neuen Maasmündung“ ist das Eintreiben 0,45 m weiter gufseiserner Röhren in festen Sandboden, zum Zweck späterer Aufstellung von Wasserkraftsammlern in diesen Röhren für die Bewegung von Panzertürmen, nach mehreren mifslungenen Versuchen in folgender Weise bewirkt worden. Die Röhren

---

[131]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 366 ff.; auch Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 7 über das Einspülen von Spundwänden in Triebsand beim Bau der Hafenanlagen in Calais. Hier haben die Kosten für die Einspülung der durchschnittlich 4,50 m hohen, 15 cm starken Spundwände einschliefslich sämtlicher Nebenausgaben nur 10 M. 40 Pf. für das Meter Spundwand betragen.

[132]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 488.

[133]) Vergl. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 267.

wurden am unteren Ende mit einem gufseisernen hohlen Kegel versehen, welcher in der Achse durchbohrt und mit einem vollen stählernen Mundstück geschlossen wurde. Letzteres hatte 4 seitliche Durchbohrungen und oben einen ringförmigen Ansatz zur Aufnahme eines 35 mm weiten Gasrohres, welches das Druckwasser aus zwei Dampfkessel-Speisepumpen den 4 Ausströmungsöffnungen zuführte. An dem gufseisernen Kegel der Pfähle waren zwei L-Eisen befestigt, um beim Drehen des Pfahles, was während der Einsenkung stattfand, den Sand in Bewegung zu halten. Durch die getroffene Anordnung des Gasrohres über dem stählernen Mundstück erhielt einerseits das ausströmende Wasser Gelegenheit, sich gleichmäfsig über die kegelförmige Oberfläche der Spitze zu verbreiten und andererseits konnte die gufseiserne Röhre nach vollendeter Eintreibung wasserdicht abgeschlossen werden. Sobald nämlich die Pumpen abgenommen waren, warf man durch das Gasrohr einen bleiernen Kegel, etwas kleiner als die zylindrische obere Öffnung des Mundstückes, und trieb diesen Kegel mit Hilfe einer langen eisernen Stange mit kräftigen Hammerschlägen in die 4 Ausströmungsöffnungen. Nachdem dies geschehen, konnte das Gasrohr abgeschraubt werden.[134])

3. Eintreiben eiserner Röhren durch Einführen von Dampf.[135]) Nach Art der Verwendung von Druckwasser beim Eintreiben eiserner Röhrenpfähle läfst sich auch hochgespannter Dampf zu gleichem Zweck anwenden, wie ein in Riley (Kansas) bei Senkung eines Röhrenbrunnens eingeschlagenes Verfahren beweist[136]), nur werden voraussichtlich wegen des bedeutenden Dampfverbrauchs die Kosten sich höher als bei der Wasserspülung stellen.

Man bohrte in Riley zunächst ein Loch von 6 m Tiefe und setzte in dieses das 15 cm weite Brunnenrohr, welches unten auf 2 m Länge 1 cm weite Löcher hatte. In das Innere dieses Brunnenrohres wurde ein zweites Rohr von 5 cm Weite mit seitlich umgebogener unterer Spitze eingesetzt und in dieses Rohr Dampf von 10 Atmosphären Spannung geleitet. Der Dampf lockerte, auf dem Grunde und durch die Löcher des Brunnenrohres strömend, auch am Umfange des letzteren den Boden auf und erzeugte nach kurzer Zeit in dem 15 cm weiten Rohre einen zusammenhängenden Wasserstrom, welcher Sand und Steine nach oben führte. Das allmählich sinkende äufsere Rohr wurde fortwährend gedreht und nach Bedarf verlängert. Da es sich im vorliegenden Fall um die Herstellung eines Brunnens handelte, wurde das Senken des Brunnenrohres nur so lange fortgesetzt, bis die gewünschte Wasserschicht erreicht war, worauf noch ein Brunnenkessel von genügender Gröfse ausgespült wurde, indem man den Dampf nunmehr nur zur Seite durch die unteren Löcher im Brunnenrohr austreten liefs.

4. Das Einschrauben. Hierzu wird in der Regel ein wagerechtes Sternrad (Haspel) über den oberen Teil des Pfahles geschoben und mittels eines um die Speichen gelegten Taues oder einer Kette ohne Ende durch eine Windevorrichtung gedreht. Der Haspel wird in der erforderlichen Höhe durch Nute und Keil oder in anderer zweckentsprechender Weise am Pfahl befestigt und mit dem Einschrauben des letzteren nach und nach verschoben, wie dies bei der nachstehend beschriebenen, der unten angeführten Quelle[137]) entnommenen, Pfeilergründung der Festungsgraben-Brücke in der Königsberg-Labiauer Eisenbahnlinie erfolgte.

Neben der vorhandenen Brücke der Königsberg-Pillauer Bahn[138]) wurde eine Überbrückung des Festungsgrabens zu Königsberg für die Königsberg-Labiauer Eisenbahn mittels einer festen Brücke von

---

[134]) Vergl. die Mitteilung im Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 186 aus der Tijdschr. van het Kon. Inst. van Ingenieurs 1886/87.

[135]) Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 12.

[136]) Nouv. ann. des travaux publics 1891, S. 79.

[137]) Schnebel, Gründung der Festungsgraben-Brücke der Königsberg-Labiauer Eisenbahn. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 45—47.

[138]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 545 ff.

dreimal 13,92 m Stützweite erforderlich und, mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse, erfolgte die Herstellung der Mittelstützen der Brücke in ähnlicher Weise wie bei der erstgenannten aus eisernen Schraubpfählen von 9,7 m Länge, 0,78 m äufserem Durchmesser mit Wandstärken von 0,04 m, die aus mehreren, mittels Flanschen und je 12 Schraubbolzen von 23 mm Stärke zusammengeschraubten Teilen bestanden und zu $^2/_3$ ihrer Gesamtlänge in den Untergrund eingeschraubt wurden. Der unterste, 1,25 m hohe, 1600 kg schwere Teil trägt die 1,5 m im Durchmesser messende Schraube von $1^1/_8$ Gang mit 0,27 m Steigung. Die obersten Pfahlteile von 0,4 m Höhe wurden erst nach erfolgter Einschraubung der Pfähle als Pafsstücke hergestellt und dienen den Brückenträgern in der Weise als Auflager, dafs die Auflagerplatten sowohl auf den die Pfeiler vollständig ausfüllenden Betonkernen, als auch unter Vermittelung zwischengelegter Bleiplatten auf den obersten Rohrflanschen aufruhen.

Für den Angriff der zum Einschrauben der Pfähle erforderlichen Kraft diente ein Kopfstück *a* (s. Abb. 48, 50 u. 51, Taf. I), welches mit dem einzuschraubenden Pfahl durch Bolzen verbunden wurde und in einer, mit dem Fortschritt der Einschraubung wechselnden Höhe einen durch vier Keile befestigten Kranz *b* trug, an welchem die Drehvorrichtung angebracht wurde. Anfänglich sollte Menschenkraft benutzt werden, indem in die 8 Öffnungen des Kranzes *b* ebenso viele, von je 4 Arbeitern zu bedienende, 3 m lange Hebel gesteckt wurden, und die Arbeiter sich auf dem später auch für die Aufstellung der eisernen Überbauten benutzten Gerüst (s. Abb. 48 u. 49, Taf. I) bewegten. Zur Erzielung einer genauen Einstellung der Pfähle dienten die beiden auf dem Gerüst angebrachten Führungen *c* und *c'*, von welchen abwechselnd eine bei dem Durchgang der Rohrflanschen aufser Tätigkeit gebracht wurde. Um die Pfahlteile, das Kopfstück und den Kranz anheben und in die gewünschte Lage bringen zu können, wurde ferner über dem gerade einzuschraubenden Pfahl das Krangerüst *d*, mit Laufkatze und Differentialflaschenzug versehen, aufgestellt. Bald zeigte sich die Kraft der 32 Arbeiter als nicht ausreichend und es wurden daher unter Benutzung einer Lokomobile mit Vorgelege die in Abb. 48 u. 49 (Taf. I) angedeuteten Anordnungen getroffen. An dem Kranze *b* wurde eine den Lichtraum des Pillauer Gleises nicht berührende Seilscheibe *e* angebracht, in deren Rillen die in entgegengesetzter Richtung umgeschlungenen, an ihren Enden befestigten Drahtseile *f* und *g* lagerten und an die rückwärts verankerten Flaschenzüge *I* und *II* angehängt wurden, während die losen Enden der Zugtaue dieser Flaschenzüge miteinander verbunden und über eine lose Rolle *h* geführt wurden. Mittels eines von dieser losen Rolle nach der Seiltrommel des Vorgeleges der Lokomobile führenden Zugtaues *t*, an dessen Stelle bei tieferem Eindringen der Pfähle und dementsprechenden gröfseren Widerständen ein Flaschenzug *III* trat, wurde auf die Flaschenzüge *I* und *II* ein gleichmäfsiger, genügend grofser Zug ausgeübt.

Der Vorgang beim Einschrauben der Pfähle war folgender. Zunächst wurde der untere, mit der Schraube versehene Pfahlteil auf das Gerüst aufgeklotzt, mit dem unteren Mittelstück des Pfahles unter Dichtung der Verbindungsstelle verschraubt und auf dieses das Kopfstück *a* befestigt. Der so zusammengesetzte Pfahlteil von etwa 4900 kg Gewicht wurde mittels eines durch das obere Ende des Kopfstückes *a* durchgesteckten Bolzens und zweier gleichlangen Taukränze vom Differentialflaschenzuge *z* gefafst und auf die Grabensohle hinabgelassen, indem die lotrechte und richtige Stellung des Pfahles durch Aufsetzen einer Libelle auf den genau abgedrehten oberen Rand des Kopfstückes bezw. durch Einmessen der Pfahlachse überwacht wurde. Nach Anbringung der unteren Führung *c* wurde sodann das Kopfstück *a* beseitigt, ein zweites Mittelstück aufgesetzt, die obere Führung *c'* angebracht, das Kopfstück wieder befestigt, der Kranz *b* mit der Seilscheibe *e* in passender Höhe verkeilt, die Taue und Flaschenzüge angebracht und nunmehr die Lokomobile in Bewegung gesetzt. Nach jeder Umdrehung des Schraubenpfahles mufsten die Drahtseile *f* und *g*, sowie die Taue der Flaschenzüge, da diese nur für eine Umdrehung des Pfahles bemessen waren, wieder in die ursprüngliche Lage gebracht werden; ebenso war nach einigen Umdrehungen der Pfähle der Kranz *b* mit der Seilscheibe *e* anzuheben, sowie nach vollständiger Einschraubung eines Pfahles das Krangerüst über dem nächsten Pfahl aufzustellen.

War ein Pfahl etwa 2 m tief eingeschraubt, so wurde nach Abnahme des Kopfstückes *a* ein weiteres Mittelstück eingesetzt und der Vorgang wiederholte sich in der beschriebenen Weise. Während des Einschraubens wurde die Stellung der Pfähle fortdauernd durch Nachtreiben der Führungen und nötigenfalls durch seitliche Absteifungen berichtigt. Dies wurde dadurch erleichtert, dafs die Lokomobile durch Ausrücken der Zahnkuppelung, welche die auf hohler Achse sitzende Seiltrommel des Vorgeleges mit der Achse des grofsen Zahnrades verband, rasch aufser Wirkung gesetzt werden konnte.

Die Beseitigung der im Innern der Röhren verbleibenden Bodenmassen erfolgte jedesmal während der Vorbereitungen für das Aufsetzen eines neuen Pfahlteiles und konnte bei dem geringen Wasserzudrange durch einen mittels eines Kübels in den Pfahl hinabgelassenen Arbeiter mit einem löffelartigen Spaten bewirkt werden. Nur für die untersten Teile der Pfähle mufste die Bodenförderung mit

dem Sackbohrer vorgenommen werden. Nach Entleerung der Pfähle wurden sie mit Beton ausgefüllt. Ein steigendes Meter Pfahl kostete rund 630 M.

Die für die Unterstützung des Tunnels der Pennsylvania- und Long Island-Eisenbahn unter dem North- und East-River bei New-York an besonders nachgiebigen Stellen des Flufsbettes zur Anwendung gekommenen, am unteren Ende mit Schneckengängen versehenen, eisernen Schraubenpfähle wurden durch eine Vorrichtung eingeschraubt, die aus einem eisernen Rahmen bestand, in dem zwei Druckluftzylinder mit Differentialkolben von 254 und 292 mm Durchmesser und 457 mm Hub befestigt waren. Die Druckkolben wirkten durch ein laufendes Gesperre auf ein Zahnrad, das durch sechs Stiftschrauben mit dem einzutreibenden Pfahl verbunden wurde.[139]) In ähnlicher Weise läfst sich auch Druckwasser verwenden.[140])

Zur Aufstellung der Bewegungsvorrichtung hat man, statt wie in den vorstehenden Beispielen feste Gerüste oder Rahmen um den Pfahl zu errichten, vielfach die bereits fertigen Teile des betreffenden Bauwerkes benutzt und zwar in der Weise, dafs über die fertigen Joche ein bis zur Stelle des neu zu errichtenden Pfahles reichender, mit einer Winde versehener Ausleger gestreckt wurde. Am vorderen Ende dieses Auslegers wurde dann der Pfahl aufgerichtet, befestigt, dadurch in seiner Stellung erhalten und dann nach Aufsetzen des wagerechten Haspels gedreht.[141])

Eine dritte Ausführungsweise besteht in der Anwendung schwimmender Gerüste (etwa eines von zwei Pontons getragenen Rüstbodens) zum Einschrauben der Pfähle, wobei dann die Einrichtung auch so getroffen werden kann, dafs die Arbeiter unmittelbar mittels Hebel den Pfahl drehen.

In Fällen, wo die an den Schraubenflanschen entstehende Reibung der Bewegung des Pfahles einen schwer zu bewältigenden Widerstand entgegenstellte, hat man wohl auch die Arbeit dadurch zu erleichtern gesucht, dafs man einen Wasserstrahl unter kräftigem Druck gegen die Unterfläche der Schraubenflanschen geführt hat. Beim Bau der Landungsbrücke zu Lewes in Nord-Amerika hat man aber nach Untersuchung abgebrochener und wieder ausgegrabener Schrauben, deren obere Flächen blank geworden waren, geschlossen, dafs in grofsen Tiefen der auf den Flanschen ruhende Erdkegel den bei weitem gröfsten Teil der Reibung erzeuge. Nachdem man nun jenen Wasserstrahl gegen die obere Schraubenfläche hat wirken lassen, erreichte man eine ganz erhebliche Verminderung der Reibung.

Über einzelne Leistungen beim Einschrauben von Pfählen liegen folgende Angaben vor:

Beim Hafendamm an der Küste von Wexford sind mit einer Bewegungsvorrichtung durchschnittlich täglich 2 Pfähle 3,3 bis 4,5 m tief in den auf 2,5 m aus Sand und Kiesel, darunter aus blauem Ton bestehenden Boden eingeschraubt worden.

An der Landungsbrücke zu Lewes (s. S. 41) wurden von einer aus etwa 20 Arbeitern bestehenden Mannschaft als gröfste Leistung täglich 4 der kürzeren Pfähle auf etwa 3 m Tiefe in Sandboden eingeschraubt und von den bis zu 10 m langen, mit dem unteren Teile in Tonmergel und Gerölle sich einschraubenden Pfählen 6 Stück in 5 Tagen.

Bei der Brücke der ostpreufsischen Südbahn über den Festungsgraben bei Königsberg wurden die 0,79 m Durchmesser haltenden Pfähle bei 9,5 m Gesamtlänge und 5,9 m Länge im Boden, der oben aus Sand, unten aus blauem Ton besteht, jeder in durchschnittlich 6 Tagen von 16 Arbeitern eingeschraubt.

---

[139]) Vergl. Iron age 1903, 12. Nov., S. 1. — Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 519. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 144. — Deutsche Bauz. 1905, S. 118—120. — Allg. Bauz. 1905, S. 50.

[140]) Proc. of the inst. of civ. eng. 1900, Bd. 139, S. 302. — Engng. news 1900, II. S. 90.

[141]) Vergl. u. a. Deutsche Bauz. 1878, S. 532.

§ 10. Übersicht der gebräuchlichsten Rammen. Die zum Eintreiben von Pfählen benutzten Rammen sind Handrammen, Zugrammen, Kunstrammen, Wipprammen, Dampframmen, Druckluft- und Pulverrammen.

Da im IV. Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften („Baumaschinen") die Rammen im III. Kapitel (1. Abt., 2. Aufl.) eingehend behandelt werden, so kann hinsichtlich der Beschreibung der verschiedenen Arten auf jenes Kapitel verwiesen werden. Hier beschränken wir uns darauf, eine kurze Übersicht zu geben und die Gesichtspunkte zu besprechen, welche bei der Wahl des Rammverfahrens mafsgebend sind.

1. Die **Handrammen**, bei welchen der Rammklotz an den daran befestigten Handhaben von den Arbeitern unmittelbar erfafst, gehoben und auf den einzutreibenden Pfahl gestofsen wird, finden im Grundbau nur selten und höchstens zum Eintreiben leichter Wände Anwendung. Man rechnet für den Mann 12 bis 15 kg Gewicht des Rammklotzes, so dafs dieser für 4 Mann höchstens 60 kg schwer wird. Die Hubhöhe beträgt kaum 1 m. Die Rammwirkung ist daher nur gering, jedoch kann man sie dadurch vergröfsern, dafs man an dem Pfahl selbst eine Rüstung für die Arbeiter befestigt, so dafs ihr Gewicht mit zur Wirkung kommt.

2. Bei den **Zugrammen** oder **Lauframmen** in ihrer ursprünglichen Einrichtung wird der an einem Tau hängende Rammbär (Klotz, Fallblock) durch Arbeiter hoch gezogen und wieder fallen gelassen. Das Tau wird dabei über eine im oberen Teil der Ramme angebrachte Rolle geführt, reicht mit dem losen Ende bis auf die Arbeitsbühne (Stube) und trägt in einer Höhe von etwa 5 m über der letzteren das Kranztau mit so vielen Zugleinen, als Arbeiter angestellt werden sollen. Etwa alle 2 Sekunden erfolgt ein Schlag des Bären auf den Pfahl und nach 20 bis 25 (nach Perronet nach 25 bis 30) Schlägen, einer sogenannten „Hitze", eine Pause von 2 bis 3 Minuten zur Erholung der Arbeiter.[142]) Vielfach wird aber auch mit längeren Hitzen von 40 bis 50 Schlägen gearbeitet, denen dann längere Pausen von 3 bis 4 Minuten folgen. Beim Beginn, bezw. beim Ruhen des Bären auf dem Pfahl, sollen die an den Leinen befestigten Knebel, an welchen die Arbeiter ziehen, in Augenhöhe, etwa 1,5 m über Boden, hängen. Die gewöhnliche Hubhöhe ist 1,2 m, kann aber auf 1,5 bis 1,6 m durch gröfsere Anstrengung der Arbeiter gesteigert werden. Bei den sogenannten „Trommelhitzen", welche besonders bezahlt werden, müssen die Arbeiter mit den Knebeln den Rüstboden hörbar berühren, wodurch die Hubhöhe des Bären vergröfsert wird. Beim Bau der Wittenberger Elbbrücke will man damit einen Hub von 6 Fufs (1,88 m) erreicht haben.

Das Gewicht der Rammbären ist verschieden je nach der Bestimmung der Pfähle, nach der Bodenbeschaffenheit und anderen Umständen; meist wird es zwischen 200 und 600 kg angenommen. Für je 100 kg Gewicht des Bären rechnet man bei uns 6 Mann (nach Perronet 8 Mann). Jeder Arbeiter bedarf eines Raumes von etwa 0,5 qm Grundfläche. Je gröfser die Anzahl der Arbeiter ist, desto ungünstiger ist die Arbeitswirkung der am äufseren Umfange stehenden, infolge der schrägen Richtung der Zugleinen. Wo nicht zwingende Umstände dagegen sprechen, wird man deshalb das Gewicht des Bären und die davon abhängige Arbeiterzahl nicht zu grofs nehmen. Aufser den Arbeitern zum Heben des Bären werden bei jeder Zugramme ein Schwanzmeister, der das lose Ende des Zugtaues hält und das Kommando führt, und einige Zimmerleute zum Vorbereiten und Richten der Pfähle erforderlich.

---

[142]) Über die beim Bau der Wittenberger Elbbrücke beobachtete günstige Wirkung einer grofsen Anzahl von Schlägen in den einzelnen Hitzen vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 491.

Die bei uns gebräuchliche Zugramme besteht aus einem rechtwinkeligen Schwellwerk mit einer Vorder-, einer Hinter-, zwei Seiten- und zwei Mittelschwellen, welches auch die Bedielung (die Stube) zur Aufnahme der Arbeiter trägt. Auf dem Schwellwerk stehen ein oder zwei Läufer (Mäkler, Läuferruten) zur Führung des Rammbären und zur Unterstützung der Rammscheibe oder Rolle, ferner zwei Vorderruten, deren eine mit Sprossen versehen wird, und zwei Hinterruten mit Haspelwelle und weiteren Vorrichtungen zum Aufrichten der Pfähle.

An Abweichungen von dieser Anordnung kommen folgende vor:

a) Das Schwellwerk wird nicht in rechteckiger Grundrifsform, sondern dreieckig angeordnet (Winkelramme) und dadurch ein leichtes Aufstellen der Ramme in den Ecken der Baugrube ermöglicht, bei allerdings geringerer Standfestigkeit des Gerüstes. Anstatt der 2 Hinterruten, wie bei der gewöhnlichen Ramme, kommt hier oft nur eine vor, die wohl auch über die Vorderruten verlängert wird und die Rolle zum Aufwinden der Pfähle trägt.

b) Der Rammbär bewegt sich nicht vor, sondern zwischen den beiden Läufern (Schere) und ist zu diesem Zwecke auf beiden Seiten mit kurzen Armen versehen, die die Schere umfassen. Der Bär erhält dadurch eine sehr sichere Führung und kann, weil die Schere vor dem Rammgerüst vorspringt, tiefer hinabfallen, als bis zum Schwellwerk, indem man die Schere entsprechend tiefer führt. Versieht man das Gerüst mit einer beweglichen Hinterstrebe, so kann die Ramme geneigt und der Pfahl auch schräg eingerammt werden. Diese Scherenrammen sind in Holland und Frankreich sehr gebräuchlich, können aber, da die Schere den einzurammenden Pfahl umfafst, nicht zum Eintreiben von Spundwänden benutzt werden. Die Perronet'sche Ramme ist eine Scherenramme mit einfacher Hinterrute.

c) Anstatt der festen Verschwellung, mit festem Vorder- und Hintergerüst, werden nur die Vorderruten, Läufer und die Vorderschwelle fest miteinander verbunden und durch eine hintere Stütze, sowie durch Kopftaue in ihrer Stellung erhalten (Stützenramme).

Mitunter läfst man auch die Vorderruten und Vorderschwellen fort, stellt den Läufer mit einer unten angebrachten Spitze auf eine sichere Unterlage und erhält ihn durch zwei bewegliche Stützen mit Kopftauen in seiner Lage.

3. Zugrammen, durch Naturkräfte betrieben. Wenn als besonderes Merkmal der Zugrammen die feste Verbindung des Rammbären mit dem Zugseil anzusehen ist, welche zur Folge hat, dafs beim Niederfallen des Bären seine freie Bewegung durch die Last, welche er mitziehen mufs, beeinträchtigt wird, so sind hier als Abarten der Zugramme noch einige Rammmaschinen zu erwähnen, bei welchen das Heben des Bären nicht durch Menschen, sondern durch Naturkräfte bewirkt wird. Zu diesen gehört die zuerst im Jahre 1848 in den St. Katharinen-Docks zu London und später bei Eisenbahn- und anderen Bauten mit gutem Erfolg benutzte atmosphärische Ramme von Clarke und Varley.[143]) Die Rammscheibe hängt hier an dem einen Ende einer über eine feste Rolle geführten Kette, deren anderes Ende einen Kolben trägt. Dieser Kolben bewegt sich luftdicht in einem oben offenen Zylinder, dessen unteren Teil man abwechselnd mit einem Vakuumapparat und mit der äufseren Atmosphäre in Verbindung setzt und dadurch die Auf- und Abwärtsbewegung erzeugt.

[143]) Vergl. Civ. eng. and arch. journ. 1848. — Becker, Baukunde des Ingenieurs 1853, S. 226.

Ferner gehören hierher einzelne Dampframmen, wie die Kefsler'sche mit unmittelbarer Übertragung der Dampfkolbenbewegung auf das Zugtau oder wie die Schwartzkopff'sche, bei welcher durch eine lokomobile Dampfmaschine eine mit ihrer Achse fest verbundene Kettenscheibe in einer und derselben Richtung gedreht wird. Auf der Achse der Kettenscheibe sitzt eine lose zum Aufwickeln des Zugtaues dienende Trommel, die mittels einer Friktionsscheibe so an die Kettenscheibe geprefst werden kann, dafs sie an deren Bewegung teilnimmt. Geschieht letzteres, so wird der Rammbär hochgezogen, löst man die Verbindung, so fällt er herunter und wickelt dabei das Zugtau, indem er es nachzieht, wieder ab. Eine schnelle Abnutzung des Zugtaues ist bei den letzterwähnten mechanischen Rammen unvermeidlich.

4. Kunstrammen. Bei diesen wird im Unterschiede zu den Zugrammen der Rammbär mittels einer Kette hochgewunden und dann von derselben gelöst, so dafs er frei herabfallen kann. Die Hubhöhe ist hier nicht wie bei den durch Menschen bewegten Zugrammen durch die Gröfse der Arbeiter beschränkt, sondern kann so grofs gewählt werden, als es die Beschaffenheit der Materialien zuläfst. Zur Herstellung und Lösung der Verbindung zwischen Windekette und Rammbär dient der sogenannte Schnepper oder die Katze, ein mit einem Gegenarm versehener Haken oder zangenartiger Doppelhaken, der am Ende der Windekette befestigt wird und an jeder beliebigen Stelle, entsprechend der gewollten Hubhöhe, gelöst werden kann. Ist der Rammbär gefallen, so sinkt der Schnepper durch sein eigenes Gewicht langsam nach, oder wird von den Arbeitern herabgelassen, um unten angekommen, den Rammklotz von neuem zu erfassen.

Die Aufeinanderfolge der Schläge ist hier eine wesentlich geringere, als bei den Zugrammen, die Wirkung jedes einzelnen Schlages aber, wegen der gröfseren Fallhöhe, kräftiger und der Nutzeffekt ein ungleich gröfserer.

Die Windevorrichtung zum Bewegen der Kette wird in der Regel für 4 Mann eingerichtet und besteht aus einem Windebock mit Kettentrommel, Sperrad, einfachem (selten doppeltem) Vorgelege, Bremsvorrichtung und Ausrückung; letztere Teile sind erforderlich, um beim Niedergehen des Schneppers die Bewegung mäfsigen und das Getriebe aufser Verbindung setzen zu können. Die Windevorrichtung wird mit dem, je nach Umständen noch besonders zu belastenden, Schwellwerk durch Schraubbolzen fest verbunden. Das Rammgerüst unterscheidet sich nicht so wesentlich von dem der Zugrammen, um hier eine nähere Beschreibung nötig zu machen.

Die Rammbären werden hier durchschnittlich schwerer genommen als die für Zugrammen bestimmten, ihr Gewicht schwankt zwischen 600 und 1000 **kg**; die Hubhöhe kann im Anfang der Pfahlbewegung gering bemessen, allmählich gröfser werdend, bis zu 7 **m** steigen.

Die Kunstrammen sind mit geringen Abänderungen schon in ihrer einfachen Anordnung zum Betriebe durch tierische und Naturkräfte geeignet. Die Bewegung der Windevorrichtung durch Dampfmaschinen, welche getrennt von der Ramme aufgestellt werden, ist in England und auch in anderen Ländern seit vielen Jahren in Gebrauch.[144]) Zu nennen sind hier die Dampfkunstrammen von Cowdin[145]), Scott und Robertson[146]), Graul[147]), Schramm.[148])

[144]) Eine sehr einfache Einrichtung dieser Art ist in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 437 beschrieben.

[145]) Siehe Romberg's Zeitschr. f. Bauk. 1842, S. 15.

[146]) Siehe Dingler's polyt. Journal 1860, I. S. 243.

[147]) Siehe Zivilingenieur 1878, S. 547.

[148]) Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

Seit den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts hat man mehrfach Rammen eingeführt, bei welchen die Dampfmaschine mit der Ramme einheitlich verbunden und dadurch die Bewegungsvorrichtung wesentlich vereinfacht wird. Hervorzuheben ist hier die Sissons & White'sche Ramme[149]), verbessert durch Eassie, bei der eine Kette ohne Ende fortlaufend bewegt und ihre Verbindung mit dem Rammbären durch eine sinnreiche Schneppervorrichtung hergestellt oder gelöst wird. Weitere Verbesserungen zeigen die nach diesem Vorbilde von Menck & Hambrock in Ottensen gebauten Rammen[150]), sowie die Chrétien'sche Ramme[151]), bei welcher die Kolbenstange eine Rolle trägt, um welche die Kette zum Hochziehen des Bären geführt ist.

Besonders zu erwähnen ist die zum Eintreiben von Eisenbeton-Pfählen von Menck & Hambrock in Altona angefertigte Ramme, wie sie u. a. bei der Gründung eines Teiles des Hauptbahnhofs in Hamburg[152]) im Jahre 1903 zur Verwendung kam und dort allen Anforderungen in hohem Grade genügt hat (vergl. § 8, S. 59 und § 35 unter 5). Der das Gerüst nebst Maschine, Kessel u. s. w. tragende, auf 4 in Entfernungen von 3,5 m angebrachten Laufrollen ruhende Wagen besteht aus dem Unter-, Mittel- und Oberwagen. Zwischen Unter- und Mittelwagen befindet sich ein Zahnkranz, auf dessen Innenseite ein Zahnrad läuft, das, fest mit der Oberkonstruktion verbunden, durch Kettengetriebe in Drehung versetzt, die Ramme um ihre Mittelachse drehen läfst. Unterhalb des Wagens, im inneren Teil lagert eine Kettenrolle, mittels welcher sich die Ramme längs des Gleises an Ketten, die beiderseits zu befestigen sind, hin und her bewegen und feststellen läfst. Zur genauen Einstellung der Ramme dient ferner eine zwischen Ober- und Mittelwagen befindliche Gleitbahn, die den Oberwagen um 80 cm gegen den Mittelwagen verschieben läfst. Endlich kann durch eine Schraubenspindel am hinteren, unteren Teil des Gerüstes eine Schrägstellung der Ramme im Verhältnis von 1 : 10 nach vorn und von 1 : 5 nach hinten erfolgen.

Jedes Stockwerk der Ramme ist mit rückklappbaren Arbeitsböden versehen, damit die Arbeiter beim Festmachen und Umstampfen der Pfahlköpfe einen gesicherten Stand haben.

Der vorn geschlossene Mäkler ist teilbar und so eingerichtet, dafs bei tief liegendem Pfahlkopf ein Herablassen bis zu 4 m möglich ist. Der Bär hat ein Gewicht von 4 t, wird mittels eines Drahtseils durch eine 8pferdige Duplexmaschine angehoben und ist in verschiedenen Höhenlagen feststeckbar. Zum Heranholen der Pfähle dient neben der Hauptwinde eine kleinere, die eine lose Rolle antreibt, an welche der Pfahl angehängt wird und die beim Rammen, ihn stets haltend, hinter diesem mit hinabgleitet.

Der zum Einrammen herangeholte Pfahl wurde erst mit dem Mäkler, je nach seiner Länge ein- oder zweimal durch Gleitbacken und Führungsringe verbunden, dann hochgezogen und mit der Schlaghaube versehen. Über dem Pfahlkopf, der von der 60 cm hohen Haube um etwa 20 bis 25 cm überragt wurde, schüttete man Sägespäne ein, verdichtete sie etwas und legte zum Abschlufs einen Eschenklotz auf, der, mit Eisen beschlagen, den Schlag des Rammbären unmittelbar aufzunehmen hatte.

---

[149]) Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 418.

[150]) Hierher gehören auch die Transmissionsdampframmen von Reden (s. Uhlands prakt. Maschinenkonstr. 1873, S. 115) und von Plocq u. Jacquet (s. Rziha's Eisenbahn-Ober- und Unterbau. Wien 1877).

[151]) Siehe Mémoires des travaux de la société des ingenieurs civils 1875. — Dingler's polyt. Journal 1869, II. S. 347.

[152]) Siehe Beton und Eisen 1904, S. 68.

Auch fahrbare, durch Dampf getriebene Kunst-, sowie auch Zugrammen sind in Amerika namentlich für Eisenbahnzwecke mit festem oder drehbarem Rammgerüst und mit festen oder niederlegbaren Auslegern zum Einrammen hölzerner Pfähle benutzt worden.[153])

Statt der Dampfkraft kann zum Betriebe der Kunstrammen in gleicher Weise die Elektrizität Verwendung finden.[154])

5. Wipprammen. Die holländische Wippramme (von Bovy & Co.) gehört hinsichtlich der lösbaren Verbindung des Bären mit der Aufzugvorrichtung und des dadurch ermöglichten freien Falles des Bären zu den Kunstrammen, zeigt aber in der Aufnahme der Kräfte zum Heben eine gewisse Ähnlichkeit mit der Zugramme. Die Arbeiter ziehen hier mittels Zugleinen an dem einen Ende eines doppelarmigen Hebels, dessen anderes Ende eine kurze Kette mit dem Schnepper zum Ergreifen des Bären trägt. Der Hebel mit dem zu seiner Unterstützung erforderlichen Rahmwerk ruht auf dem einzurammenden Pfahl und wird durch ein einfaches Rammgerüst geführt. Der Hub des Bären wird durch ungleicharmige Gestaltung des Hebels gröfser, als bei den Zugrammen, beispielsweise 1,6 **m** bei einem Gewicht des Bären von 500 **kg**.[155])

6. Dampframmen als Kolbenrammen. Eine eigenartige und zugleich sehr vollkommene Ausbildung zeigt die von Nasmyth eingeführte, der Ausführungsweise seiner Dampfhämmer entsprechende Nasmyth'sche Dampframme. Bei ihr wird der Dampfzylinder mit dem zu seiner Unterstützung und zur Führung des Bären dienenden Gehäuse auf den Pfahlkopf gesetzt und durch bewegliche Röhren mit dem Dampfkessel verbunden. Der unmittelbar an der Kolbenstange hängende Rammbär wird durch den unter den Kolben geführten Dampf gehoben und fällt nieder, indem der Dampf aus dem unteren Teil des Zylinders durch den Dampfschieber entweicht, während gleichzeitig über dem Kolben die atmosphärische Luft durch Löcher, welche in der Nähe des oberen Zylinderdeckels angebracht sind, eintritt. Die Hubhöhe des Bären beträgt etwa 0,9 bis 1,1 **m** und sein Gewicht 1400 bis 2000 **kg**; die Anzahl der Schläge in der Minute kann auf 60 bis 80 getrieben, wegen der eintretenden Pausen jedoch für die Stunde nur zu 1000 bis 1500 gerechnet werden. Die Wirkung des Bären auf den Pfahl wird, über das seiner Fallhöhe entsprechende Mafs, durch ein elastisches Luftkissen erhöht, welches beim Aufwärtsbewegen des Dampfkolbens durch die Verdichtung der in dem oberen Zylinderteil verbleibenden Luft sich bildet. In der Absicht, die Wirkung noch weiter zu erhöhen, wird bei der Schwartzkopff'schen Ramme[156]) auch über den Dampfkolben Dampf geführt, die Maschine also doppeltwirkend gemacht.

Abarten der Nasmyth'schen Rammen sind die Dampframmen von Riggenbach[157]) und von Lewicky mit beweglichem Dampfzylinder und feststehendem Kolben.[158])

Als ein Nachteil der älteren Nasmyth'schen Rammen sind die häufig erforderlichen Ausbesserungen hervorzuheben, welche dadurch notwendig werden, dafs die den Erschütterungen durch den fallenden Bären ausgesetzten Gehäuse und Rahmen sich nicht genügend widerstandsfähig zeigen. Bei den verbesserten neueren Ausführungen besteht dieser Nachteil in geringerem Grade. Die Ramme wird bei Anwendung fester

---

[153]) Engng. record 1900, Bd. 41, S. 154; 1904, Bd. 49, S. 358. — Génie civil 1900, Bd. 36, S. 200.

[154]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.

[155]) Siehe Deutsche Bauz. 1869, S. 631.

[156]) Siehe Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860, S. 110 u. 224.

[157]) Siehe Verhandl. d. Ver. zur Beförderung des Gewerbfleifses in Preufsen 1865, S. 138.

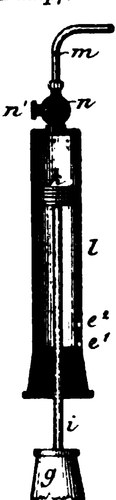
[158]) Siehe Dingler's polyt. Journal 1875, Bd. 217, S. 366.

Rüstungen meist durch Rollen unterstützt und auf Schienen weiter bewegt, sonst auf Schiffe gestellt.

Neben den Vorteilen der unmittelbaren Dampfwirkung, des grofsen Bärgewichtes und der raschen Aufeinanderfolge der Schläge, welche die Nasmyth'sche Dampframme auszeichnen, ist der der Mitbenutzung des toten Gewichts der Maschine zum Eintreiben des Pfahles noch besonders hervorzuheben. Diese tote Last von 2 bis 3 t, welche beständig auf dem Pfahl ruht, wirkt gegen ein Zurückprallen des Pfahles nach dem Schlage des Rammklotzes und, indem die ganze Vorrichtung eine sichere Führung durch das Rammgerüst erhält, verhindert sie gleichzeitig eine Verdrehung oder Verschiebung des einzurammenden Pfahles. Die Wirkung ist nicht lediglich die des Stofses, sondern auch eine Druckwirkung, bei welcher die Pfähle gut geschont und sehr gleichmäfsig in den Boden getrieben werden.[159])

7. Neuere Dampfkolben-Rammen. Für gröfsere Betriebe werden die Vorteile der Rammen mit unmittelbarer Dampfwirkung immer mehr anerkannt; namentlich haben die nach der in Frankreich 1876 patentierten Bauart von Lacour ausgebildeten Figée'schen Rammen eine grofse Verbreitung gefunden. Bei diesen besteht der unmittelbar wirkende Rammbär aus einem hohlen gufseisernen Klotz l (s. Abb. 121), welcher als Dampfzylinder ausgedreht, im unteren Teil aber zur Erzielung des erforderlichen Gewichtes voll belassen ist. Der in den Zylinder eingepafste Kolben k ruht vermittelst der Kolbenstange i auf dem Kopf des einzurammenden Pfahles g. Tritt nun durch die Schlauchleitung m, in welche ein Dreiweghahn eingeschaltet ist, Dampf aus dem Kessel in den Hohlraum des Rammbären, so hebt sich dieser, während die Kolbenstange auf dem Pfahle ruhen bleibt. Die unter dem Kolben vorhandene Luft und das Kondensationswasser treten durch das Loch e^1 aus. Das Loch e^2 dient zum Austritt des Dampfes, wenn der Rammzylinder seine gröfste Höhe erreicht hat. In diesem Augenblick wird der Dreiweghahn n mittels eines an ihm befestigten Zugseiles von Hand gedreht, so dafs die Dampfzuführung in das Bärgehäuse unterbrochen wird und der in letzterem vorhandene Dampf durch n^1 entweicht. Infolge dessen fällt der Rammbär auf den Pfahl g herab. Dann wird durch Rückdrehung des Dreiweghahns wieder Dampf zugelassen und das Spiel beginnt von neuem. Die Zahl der Schläge beträgt etwa 30 in der Minute.

Abb. 121. *Figée'sche Dampframme.*



Die Figée'sche Ramme unterscheidet sich vorteilhaft von der Nasmyth'schen durch die einfache Steuerung, durch die wesentlich geringeren Anschaffungskosten, sowie durch geringere Schwerfälligkeit. Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg[160]) hat sich aber als Übelstand das Aufweichen der Pfahlköpfe durch das Kondensationswasser und den Abdampf herausgestellt, so dafs bei schwierigen Rammungen ein öfteres Anschneiden eines neuen Pfahlkopfes nötig wurde. Dieser Übelstand ist durch eine von Menck & Hambrock eingeführte Verbesserung beseitigt, bei welcher die untere Durchbohrung des Rammzylinders mit ihren Undichtigkeiten wegfällt (s. Abb. 122). Die Kolbenstange ist nämlich nach oben durch den Deckel des Rammzylinders geführt und an einem Stütz-

---

[159]) Über die Verwendung von Dampframmen in bebauten Strafsen bei der Berliner Kanalisation siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 196.

[160]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 345.

träger *d* aufgehängt, welcher, neben dem Rammbären angebracht, mit seinem Fuſs auf den Pfahlkopf sich stützt. Die Kolbenstange ist hohl, um zur Dampfzuleitung zu dienen und hat an ihrem oberen Ende den Dreiweghahn *n*, welcher nicht mehr bei jedem Schlage dem Spiele des Rammbären zu folgen hat, sondern nur die allmähliche abwärts gehende Bewegung des Pfahles mitmacht.

Abb. 122. *Dampframme von Menck u. Hambrock.*

Bei dem S. 74 erwähnten Hamburger Brückenbau hat man mit solchen Rammen bei 1200 kg Bärgewicht, 1,6 m mittlerer Fallhöhe, 6 hl täglichem Kohlenverbrauch und 4 bis 5 Mann Bedienung folgende tägliche Durchschnittsleistung erzielt:

Von fester Rüstung 1,8 m Pfahlwand aus 26 cm starken Kantpfählen bei 7 m Rammtiefe oder 7 Stück Rundpfähle von 30 cm Durchmesser bei 7,3 m Rammtiefe,

von schwimmenden Gerüsten 3 m Pfahlwand aus 26 cm starken Kantpfählen bei 3,4 m Rammtiefe oder 4 Rundpfähle von 30 cm Durchmesser bei 5,7 m Rammtiefe.

8. Die Pulverramme. Die dauernde Belastung des Pfahles mit der zur Bewegung des Rammbären dienenden Vorrichtung tritt auch bei der zuletzt noch zu erwähnenden Pulverramme ein, einer Erfindung des Amerikaners Shaw (vervollkommnet durch Riedinger.[161]) Bei dieser nimmt ein etwa 15 cm weit, 62 cm tief ausgebohrter guſsstählerner Mörser (Kanone) einen an dem Rammbären befindlichen, etwa 11 cm starken Kolben auf, der mit einem aufgeschnittenen Stahlringe das Kanonenrohr luftdicht verschlieſst. Der Mörser wird auf den einzurammenden Pfahl gestellt, dessen Kopf er mit einer tellerförmigen Vertiefung umfaſst. Beim Beginn der Bewegung wird der Bär hoch gewunden und dann in den Mörser eine Patrone gelegt. Indem nun der Bär herabfällt, explodiert die Patrone und schleudert den Bären soweit wieder in die Höhe, daſs der Mörser zum Einwerfen einer neuen Patrone frei wird u. s. f. In der Minute werden 10 bis 12 Schüsse abgefeuert; nach einer solchen Hitze muſs der Kolben gereinigt und geschmiert werden. Das Gewicht des Bären wird bei den Riedinger'schen Pulverrammen zu 700 bezw. 1150 kg für gröſste Tiefgänge der Pfähle, von 6 bis 10 m, angenommen.

Die Leistung dieser Rammen hat sich als ganz günstig erwiesen, nachteilig aber das starke Knallen beim Betriebe. Auch leidet das Holz der Pfähle unter den wuchtigen Schlägen, so daſs die Pulverrammen nur bei weichem gleichmäſsigen Boden oder Sand anwendbar werden.

Versuche über das Einrammen von Pfählen mittels Dynamit wurden vom Oberleutnant v. Prodanowic angestellt. Sie ergaben geringere Kosten und erforderten weniger Zeit, als dies bei Kunstrammen der Fall ist. Zwei Ladungen von je 0,5 kg Dynamit übten dieselbe Wirkung aus, wie 10 Schläge eines 720 kg schweren Rammbären bei 3 m Fallhöhe.[162])

§ 11. Arbeitsleistung bei verschiedenen Rammen. Kosten. Wahl der Rammart. Von den im vorstehenden Paragraphen erwähnten Rammen sind für den Grundbau hauptsächlich folgende von Bedeutung:

Die durch Menschen bewegte Zugramme,

---

[161]) Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 438.

[162]) Mitteilungen des k. k. technischen und administrativen Militär-Comités in Wien 1883, Heft 7. — Dingler's polyt. Journal 1883, Bd. 247, S. 44. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 171.

die Kunstramme in ihren verschiedenen Betriebsarten, namentlich durch Menschen, durch Dampfkraft und durch Elektrizität,
die Nasmyth'sche und die Figée'sche Dampframme.

Bei der Entscheidung über die im besonderen Fall anzuwendenden Rammen kommen folgende Punkte in Frage:

1. Das Verhalten der einzurammenden Pfähle unter den Schlägen des Rammbären bei den verschiedenen Maschinen,
2. die Wirkung der Rammen hinsichtlich der verwendeten Zeit,
3. der Nutzeffekt,
4. die gesamten Kosten des Rammens.

Zu 1. Das Material der einzurammenden Pfähle erträgt nur ein gewisses, durch seine Beschaffenheit und die Abmessungen bedingtes Maſs der Schlagwirkung. Je weniger kräftig die einzelnen Schläge sind und je mehr man durch schnelle Aufeinanderfolge die geringe Wirkung eines jeden zu ersetzen sucht, desto mehr wird das Material geschont und das regelmäſsige Eindringen des Pfahles in den Boden gefördert. In dieser Beziehung arbeiten daher die Zugrammen sehr günstig und behalten namentlich bei schwachen Hölzern ihre Bedeutung. Im Gegensatz dazu verursachen die Kunstrammen, deren vorteilhafte Wirkung in der Vermehrung der Hubhöhe des Rammklotzes beruht, eine stärkere Inanspruchnahme des Materials und machen daher eine sorgfältige Bemessung der Beziehungen zwischen dem Stoſs des Rammbären und den Abmessungen des Rammpfahles erforderlich.[163])

Nasmyth'sche und Figée'sche Dampframmen, die wegen des bedeutenden Gewichtes der auf den Pfahl wirkenden Teile überhaupt nur bei starken Hölzern in Frage kommen, arbeiten, wie bereits erwähnt, sehr günstig, indem sie eben vermöge der toten Last und der verhältnismäſsig geringen Hubhöhe des schweren Rammklotzes die Härte des Stoſses mäſsigen.

Zu 2. Wo es darauf ankommt, in kurzer Zeit und ohne Rücksicht auf den Kostenpunkt eine gewisse Arbeitsleistung hervorzubringen, treten die Zugrammen in wirksamen Wettbewerb mit den durch Menschen betriebenen Kunstrammen, indem sie die Anstellung einer viel gröſseren Zahl von Arbeitern an einer Ramme möglich machen. Erst durch Benutzung der Dampfkraft oder billig zu erlangenden Elektrizität zum Betriebe der Rammen ist der Vorsprung einzuholen. Es ist indessen zu bemerken, daſs dieser zu Gunsten der Zugramme sprechende Umstand nur selten und eigentlich nur da von praktischer Bedeutung wird, wo die Beschränktheit des Bauplatzes die Aufstellung der Rammen in gröſserer Zahl ausschlieſst und also eine tunlichst groſse Vereinigung von Arbeitskräften verlangt.

Zu 3. Was den Nutzeffekt zunächst der beiden von Menschen zu betreibenden Rammen, der Zug- und Kunstrammen betrifft, so ist er bei letzteren ungleich gröſser. Der Grund dafür liegt darin, daſs der Arbeiter dauernd an der Kurbel mehr leistet, als beim Ziehen am Rammtau, und daſs ein Teil der Zugkraft durch die schräge Richtung

---

[163]) Beim Bau des Neisse-Viadukts zu Görlitz 1844/47 hat man, um das Feststehen der mit Zugrammen eingetriebenen Rostpfähle zu prüfen, Kunstrammen mit 17 Ztr. (850 kg) schweren Bären und 24 Fuſs (7,6 m) Fallhöhe benutzt. Beim Aufgraben des Grundes zeigte sich, daſs von den 34 cm am Stamm, $23^{1}/_{2}$ cm am Zopfende messenden, sehr guten kienenen Rundpfählen mehrere die Schläge nicht ausgehalten hatten, indem sie in einer Tiefe von 2 bis $2^{1}/_{2}$ m unter dem Kopfe zusammengestaucht waren und Wulste bildeten, in welchen sich das Holz in ganz feine Längsfasern aufgelöst fand. Zeitschr. f. Bauw. 1855, S. 318.

der Zugleinen verloren geht. (Mit der Anzahl der Arbeiter wächst der Prozentsatz dieses Verlustes an Nutzeffekt.) Dazu tritt der Verlust durch die Seilbiegung, Reibung und durch die häufiger eintretenden Stöfse gegenüber dem ruhigeren Arbeiten der Kunstramme und dem freieren Falle des Rammbären. Nicht ohne Bedeutung ist auch der Umstand, dafs bei der Zugramme die Überwachung der zahlreichen Arbeiter hinsichtlich ihres Fleifses schwierig und die Leistung daher eine sehr ungleiche, der durchschnittlichen Kraft meist nicht entsprechende, ist. Dagegen ist die schnelle Aufeinanderfolge der einzelnen Rammschläge für das Eindringen der Pfähle bei vielen Bodenarten vorteilhaft.

Die tägliche Leistung eines Arbeiters an der Zugramme kann man zu 55000 bis 70000 **mkg** rechnen (vergl. S. 78 u. 79) und die Wirkung auf den Rammbären nach Abzug von 5% für Seilwiderstand und Reibung zu 52 bis 66000 **mkg**; die tägliche Leistung an der Kurbel der Kunstramme kann dagegen zu 150 bis 180000 **mkg** angenommen werden, von denen etwa 75 bis 80%, also 110 bis 140000 **mkg**, als Nutzwirkung auf den Rammbären übertragen werden.

Bei den durch Dampfkraft betriebenen Kunstrammen ist der Effekt der Bruttoleistung auf das Eindringen der Pfähle, wegen der durch die umständlichere Betriebsart entstehenden gröfseren Reibungswiderstände, meist nicht so günstig wie beim Betriebe durch Menschen. Die geringeren Kosten der Dampfkraft machen indessen diese Betriebskraft höchst vorteilhaft, wenn die Anschaffungskosten für die Maschine mit Zubehör sich auf umfangreiche Arbeiten verteilen (s. unter 4.).

Letzterer Gesichtspunkt ist auch für die Anwendung der Nasmyth'schen und Figée'schen Rammen mafsgebend, deren Nutzeffekt wegen der unmittelbaren Wirkung der Maschine, wegen des bedeutenden Gewichtes des Rammbären bei geringer Fallhöhe und wegen der raschen Aufeinanderfolge der Schläge ein sehr günstiger ist. Die Schläge können mit der Nasmyth'schen Dampframme in Zwischenräumen von einer Zeitsekunde gegeben werden und wird gerade diesem Umstande ein Hauptanteil an der Wirkung auf das Eindringen der Pfähle zugeschrieben, indem man annimmt, dafs bei diesen kurzen Zeitabständen der durch den Schlag in Bewegung geratene Boden nicht Zeit finde, sich um den Pfahl herum zu setzen, vielmehr in Schwingung bleibe und dafs dadurch die Reibung an den Pfahlwänden während des Rammens geringer werde, als bei langsam aufeinanderfolgenden Schlägen. Bei Ton oder dichtem Boden trifft diese Annahme weniger zu, als bei losem und teilweise flüssigem.

Zu 4. Die Gesamtkosten des Rammens setzen sich zusammen aus den Kosten der eigentlichen Arbeitsleistung und aus denen der Geräte, also der Rammmaschinen, der Gerüste mit allem Zubehör und der erforderlich werdenden Ausbesserungen.

Die Kosten der Arbeitsleistung sind bedingt durch den Preis der Arbeitskraft, der Bruttoleistung und durch den Nutzeffekt der Maschinen; die übrigen Kosten durch die Art der zu benutzenden Kräfte, Menschen-, Tier- oder Naturkräfte, sowie durch den Wert, welcher auf eine zweckmäfsige Ausnutzung der Kraft, auf schnelle Leistung u. s. w. gelegt wird. Die teuerste Arbeitskraft, die des Menschen, ist mit den einfachsten und billigsten Geräten, mit dem geringsten Kapitalaufwand nutzbar zu machen; die billigste, die des Dampfes und unter Umständen die der Elektrizität, erfordert die umständlichsten und kostspieligsten Einrichtungen.

Es wird sich daher in jedem einzelnen Falle darum handeln, auf welche Arbeitsgröfse sich die gesamten Gerätekosten verteilen und ob der auf die Arbeitseinheit ent-

fallende Teil geringer oder gröfser wird, als die durch Anwendung billigerer Arbeitskräfte zu erzielende Ersparung.

Die Gerätekosten bestehen in den Zinsen des Anlagekapitals, in der allmählichen Abtragung (Amortisation) des letzteren und in dem Aufwand für Ausbesserungen.

Bei den durch Menschen betriebenen Kunstrammen kann man die Anschaffungskosten zu etwa 700 bis 900 M. f. d. Stück rechnen, bei Zugrammen zu 500 bis 700 M. Die Zinsen des Anlagekapitals und die Amortisationsbeträge sind daher verhältnismäfsig gering.

Die laufenden Ausbesserungen werden bei den Zugrammen hauptsächlich durch den schnellen Verschleifs der Taue und Zugleinen herbeigeführt. Beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg hat das Tauwerk etwa 3 Monate oder durchschnittlich 60 Arbeitstage gehalten.[164]) Da in dieser Zeit 1130 m Rostpfähle eingetrieben wurden und das Tauwerk rund 147 M. gekostet hat, so stellten sich die Kosten für das Meter Rammtiefe hier auf 12 Pf.

Köpcke kommt nach sorgfältigen Beobachtungen beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg 1855/57 über die Leistungen der Zug- und Kunstrammen beim Eintreiben von etwa 10 bis 11 m langen, 0,30 bis 0,34 m starken Rundpfählen in Triebsand auf durchschnittlich 5 m Rammtiefe zu dem Ergebnis, dafs eine Zugramme ungefähr 2 mal so rasch, 4 mal so teuer arbeitet und 9 mal so viel Arbeiter erfordert, als eine Kunstramme.

An der Zugramme wurde mit täglich 170 Hitzen zu je 12 bis 14 Schlägen, bei 570 kg Bärgewicht, 1,53 m Hubhöhe, von 37 Mann f. d. Mann eine tägliche Nettoleistung von rd. 52300 mkg erzielt, unter Hinzurechnung von 5 % für Seilbiegung und Reibung ergibt das eine Bruttoleistung von 54900 mkg. Jeden Tag wurden 18,2 m Pfahllängen eingetrieben, mithin erforderte das Einrammen für 1 m Rammtiefe eine Nettoleistung (am Rammbären) von $\frac{52300 \cdot 37}{18,2} = 106300$ mkg (eine Bruttoleistung von $\frac{54900 \cdot 37}{18,2} = 111600$ mkg). Die Kosten an Arbeitslohn haben bei einem durchschnittlichen Verdienst des Akkordarbeiters von 1,75 M. und des Schwanzmeisters von 2 M. f. d. lfd. m Pfahl im Boden 3,7 M. betragen.

In einem anderen Falle war bei 114 Hitzen zu je 26 Schlägen und 562 kg Bärgewicht, während $8^3/_4$ Stunden täglicher Arbeitszeit im Winter, die tägliche Bruttoleistung f. d. Mann 70900 mkg.

An der Kunstramme betrug die Hubhöhe 4,6 bis 5,8 m, das Gewicht des Bären 562 kg, der Katze 49 kg, die Anzahl der Hübe f. d. Tag in 10 Stunden 180. — Die passiven Widerstände entsprachen einem Gewicht von 117 kg (im Bären), so dafs ein Nutzeffekt von $\frac{562}{562 + 59 + 117} = 77,3$ % sich ergab.

Die tägliche Bruttoleistung eines Arbeiters betrug daher 172000 mkg, die Nettoleistung 133000 mkg. Jeden Tag wurden 8,9 m Pfahllängen eingetrieben, mithin erforderte das Einrammen von 1 lfd. m Pfahl eine Nettoleistung von $\frac{133000 \cdot 4}{8,9} = 59700$ mkg (eine Bruttoleistung von $\frac{172000 \cdot 4}{8,9} = 77300$ mkg). Der Effekt auf das Eindringen des Pfahles verhielt sich also bei der Zugramme (mit 106300 mkg) zu dem bei der Kunstramme (mit 59700 mkg) wie 1,78 : 1, d. h. die Kunstramme arbeitete 1,78 mal günstiger; die Effekte der Bruttoleistungen auf das Eindringen des Pfahles verhielten sich bei beiden Rammen wie $\frac{116000}{77300} = 1,5 : 1$. Die Kosten an Arbeitslohn haben an der Kunstramme bei einem Verdienst des Akkordarbeiters von 1,84 M. f. d. lfd. m der Einrammung 86 Pf. betragen, also kaum $^1/_4$ soviel wie bei der Zugramme.

Die Miete der Kunstrammen, welche die Unternehmer der Bauverwaltung zahlen mufsten, während sie aufserdem die laufende Ausbesserung zu besorgen hatten, betrug für den Tag 3 M., was für den Pfahl etwa 1,5 M. ausmachte.[165])

Lahmeyer[166]) nimmt die tägliche nützliche Leistung eines Arbeiters an der Zugramme zu 58400 mkg, an der Kunstramme zu 116800 mkg an, für welche Zahlen mit Zurechnung von 5 % für passive Widerstände bei der Zug- und 28 % bei der Kunstramme (77 bis 79 % Nutzeffekt) bezw. 61100 und 150000 mkg zu setzen sein würden, um die Bruttoleistung zu erhalten, und findet, dafs Zugrammen 3 mal so teuer arbeiten als Kunstrammen.

---

[164]) Vergl. Köpcke's Aufsatz in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 292.

[165]) Vergl. daselbst S. 284 ff.

[166]) Zivilingenieur 1857, Bd. III, S. 126.

Fränkel[167]) hat beim Bau des Eger-Viaduktes (1863) die Arbeitsgröfse (Nutzleistung) zum Eintreiben der Rostpfähle durch Lehm, Sand und Kies auf 5,6 m Tiefe bei Zugrammen mit 375 kg Bärgewicht und 4,56 m Hubhöhe, für das Meter Rammtiefe zu 188000 mkg, bei Kunstrammen mit 375 kg Bärgewicht und 1,4 bis 7,0 m Hubhöhe zu 65000 mkg ermittelt.

Aus den Angaben von Sonne[168]) über den Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof (1852/56) ergibt sich, dafs bei Anwendung von Zugrammen jeder Schlag mit einem 485 kg schweren Bären bei 1,3 m Fallhöhe eine Arbeitsleistung von 0,1 Stunden (0,01 Tagewerke) eines Akkordarbeiters erfordert hat, einschliefslich der auf das Verrücken der Ramme verwendeten Zeit; bei Anwendung von Kunstrammen mit 725 kg schweren Bären und 3,8 m Fallhöhe 0,3 Stunden (0,03 Tagewerke) eines Akkordarbeiters, und dafs auf 1000 mkg Nutzleistung bei der Zugramme 0,016, bei der Kunstramme 0,0107 Tagewerke eines Akkordarbeiters kommen. Letzteres unter der ungünstigen Annahme, dafs bei der Kunstramme neben den 4 Arbeitern an der Winde noch 1 Zimmermann tätig gewesen ist, was nicht notwendig war. Aus der Leistung der 4 Arbeiter an der Winde der Kunstramme ergibt sich eine Nutzleistung von täglich 116000 mkg f. d. Mann, während die Tagesleistung eines Arbeiters an der Zugramme sich zu 66000 mkg berechnet. Das Eintreiben der Rostpfähle in Kies und darunter befindlichen tonigen, mit Steinen vermischten Boden hat für das Meter Rammtiefe erfordert: auf die ersten 2,5 m, unter Anwendung der Zugramme, 0,867 Tagewerke eines Akkordarbeiters, auf die weiteren 1,9 m, unter Anwendung der Kunstramme zum Nachtreiben der Pfähle, 0,547 Tagewerke, bei Anwendung der Kunstramme zum Eintreiben des ganzen Pfahles 0,375 Tagewerke.

Hinsichtlich der Wirkungen der Zug- und Kunstrammen auf das Eindringen des Pfahles kommt Sonne nach einer langen Reihe von Beobachtungen zu dem Schlufs, dafs die Wirkung der letzteren in Wirklichkeit eine wesentlich gröfsere ist, als sie nach den theoretischen Formeln sein müfste. Ein Pfahl, welcher unter der Zugramme in einer Hitze von 25 Schlägen mit einem 485 kg schweren Rammbären bei 1,3 m Fallhöhe nur noch 4 cm zog (f. d. Schlag $^1/_6$ cm), drang unter dem Schlage der Kunstramme mit einem 725 kg schweren Bären bei 5,2 m Fallhöhe noch 2,7 cm ein, während er nach der Rechnung nur 1,1 cm hätte ziehen müssen.

Bei den Kunstrammen kommen Ausgaben für den Verschleifs der Taue nicht vor; dagegen ist hier der Verbrauch an Pfahlringen, die wegen der härteren Schläge des Bären leicht springen, wesentlich gröfser, als bei Anwendung von Zugrammen. Beispielsweise haben bei dem Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg (s. S. 78) die Kosten der Pfahlringe für den Rostpfahl 96 Pf. betragen und bei einer durchschnittlichen Rammtiefe von 5 m für das Meter fast 20 Pf., ein Betrag welcher durch zweckmäfsige Form der Ringe indessen wesentlich einzuschränken ist. Über die Anschaffungskosten verschiedener Arten von Dampframmen sind nachstehend Angaben enthalten. An Zinsen und Kapitalabtrag kann man jährlich etwa 12 bis 15 % des Anlagekapitals rechnen.

Beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna (1872/75) wurden über die Kosten des Einrammens der 4 m langen, 125 kg schweren Rostpfähle mit verschiedenen Rammmaschinen folgende Ergebnisse ermittelt:[169])

Handzugrammen, 750 kg schwerer Bär, Besetzung 45 Mann nebst Schwanzmeister und 1 Zimmermann, Leistung in 12 stündiger Schicht $4^1/_2$ Pfähle. Jeder Pfahl erforderte daher 105 Arbeitsstunden und kostete an Arbeitslohn 28 M.

Handkunstrammen, 750 kg schwerer Bär, 8 Arbeiter an der Winde, 1 Abreifser und 1 Zimmermann, Durchschnittsleistung 3 Pfähle. Jeder Pfahl erforderte 41 Arbeitsstunden und kostete an Arbeitslohn 11 M.

Dampfkunstrammen mit Lokomobilbetrieb, Bärgewicht 750 kg, 4 Mann Bedienung, Durchschnittsleistung $5^1/_2$ Pfähle f. d. Schicht. Kosten f. d. Schicht (einschliefslich Maschine, deren Anschaffungspreis 4100 M. gewesen):

	M.	Pf.
An Zinsen, laufender Unterhaltung und Amortisation der Ramme	11	50
Arbeitslöhne	14	70
Kohlen und zwar zwei Hektoliter zu 2,50 M.	6	25
Schmiere, Putzwolle u. s. w.	1	10
mithin f. d. Pfahl = 6 M. 10 Pf.	33	55

[167]) Deutsche Bauz. 1869, S. 631.

[168]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 163 ff.

[169]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 34.

Über die Leistung verschiedener Dampframmen und ihre Kosten bei den Hellingsbauten für den Kriegshafen an der Kieler Bucht gibt folgende, von Franzius zusammengestellte Tabelle Auskunft.[170])

Tabelle IV. **Leistung verschiedener Dampframmen und ihre Kosten bei den Hellingsbauten in Kiel.**

Bezeichnung der Ramme	Anschaffungskosten in Mark	Gewicht des Bären in kg	Zahl der täglich eingerammten Pfähle	Länge der Pfähle in Metern	Eingerammte Länge der Pfähle in Metern	Täglicher Kohlenverbrauch in kg	Kosten für den Arbeitstag in Mark: Arbeitslohn	Brennmaterial	Schmier- und Putzmaterial	Laufende Ausbesserungen	im ganzen	Kosten in Mark für das: lfd. Meter eingerammte Pfahllänge	qm der ganzen Spundwand
Nasmyth'sche	25000	1400	13,5 Rundpfähle	12,5	7,5	505	16,50	10,10	2,80	3,00	32,40	0,32	—
Schwartzkopff'sche Dampframme mit Rammtau u. Friktionssteuerung	14200	700	6 Rundpfähle	12,0	7,5	375	16,50	7,50	1,93	7,50	33,43	0,74	—
Dampframme mit Kette ohne Ende von Sissons u. White	6300	1050	2,66 Rundpfähle	12,5	7,0	250	14,25	5,00	1,25	5,00	25,50	1,37	—
Sissons & White'sche No. 2.	7000	1000	2,82 Rundpfähle	12,5	7,0	240	14,25	4,80	1,25	5,75	26,05	1,32	—
Sissons & White'sche No. 2.	—	—	5,83 Spundbohlen	10,5	3,0	—	—	—	—	—	26,05	1,49	1,64
Dampfkunstramme No. 1.	4000	900	6 Spundbohlen	9,75	3,0	200	14,25	4,00	1,25	2,00	21,50	1,19	1,95
Dampfkunstramme No. 3.	3300	850	4,6 Spundbohlen	10,5	3,0	110	14,25	2,20	1,25	1,65	19,35	1,40	1,54

In vorstehender Tabelle sind nur die reinen Betriebskosten angegeben, dagegen alle diejenigen Kosten nicht aufgeführt, die durch Störungen des Betriebes, Versetzen der Rammen, größere Ausbesserungen u. s. w. entstanden sind. Mit Hinzurechnung aller dieser Nebenkosten stellen sich die Preise etwa 2 bis 3 mal so hoch, als sie in der Tabelle IV angegeben sind.

Bei einer Pfahlrostgründung an der Berliner Stadtbahn (1878)[171]) hat sich folgende Durchschnittsleistung der 4 pferdigen Dampframme mit endloser Kette aus der Fabrik von Menck & Hambrock in Ottensen bei Altona, mit 15 m Höhe der Laufruten und 1100 kg Bärgewicht ergeben:

An jedem Tage der ganzen Ausführungszeit sind 6,55 Stück Pfähle (bis zu 0,30 m Durchmesser) oder zusammen 66,1 m Pfahllänge eingerammt; für den Tag der wirklichen Rammzeit 8,9 Stück oder zusammen 89,9 m Pfahllänge.

Die Kosten einschl. der Ausbesserungen und Beschaffung der Ergänzungsteile, aber ausschließlich der Rammmiete haben im Durchschnitt 1,01 M. f. d. Meter eingerammte Pfahllänge betragen.

Die Beschaffungskosten der 4 pferdigen Ramme beliefen sich
bei Kesseln mit lotrechten Siederohren auf . . . . 7400 M.
" " " wagerechten " " . . . . 7700 "

In vor- und nachstehenden Zusammenstellungen in kleinem Druck sind auch die täglichen Kosten an Arbeitslohn, Brenn-, Schmier- und Putzmaterial und an den laufenden Ausbesserungen der Rammen, sowie ihre Leistungen aufgeführt und damit Anhaltspunkte für Vergleichungen gegeben. Beispielsweise berechnet sich beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna die Arbeitsleistung für das Meter eingerammten Rostpfahl für die Handzugramme zu 7 M., für die Kunstramme mit Menschenbetrieb zu 2,75 M., mit Dampfbetrieb (nach Abzug der Vor- und Unterhaltung der Ramme) zu rund 1 M.

---

[170]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 69.

[171]) Aufsatz von J. Wex, Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.

Nach Tabelle IV haben bei verschiedenen Dampframmen die laufenden Kosten für Arbeitsleistung unter Hinzurechnung der laufenden Kosten der Ausbesserung der Ramme, aber ohne Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals, f. d. lfd. m eingerammte Grundpfähle betragen:

Bei der Kunstramme mit Dampfbetrieb rund 1,20 bis 1,40 M.,
bei der Sissons & White'schen Dampframme (für Rundpfähle) 1,30 bis 1,50 M.,
bei der Schwartzkopff'schen Dampfzugramme 74 Pf.,
bei der Nasmyth'schen Dampframme 32 Pf.

Zinsen und Abtragung des Anlagekapitals (mit zusammen 15%) betragen:

Bei der Dampfkunstramme jährlich rund 550 M.,
bei der Sissons & White'schen jährlich rund 1000 M.,
bei der Schwartzkopff'schen jährlich rund 2100 M.,
bei der Nasmyth'schen jährlich rund 3700 M.

Franzius[172]) gibt folgende Tabelle über den Betrieb und die Leistungsfähigkeit verschiedener Rammen bei 12 stündiger Arbeitszeit und unter Voraussetzung sandigen Bodens:

Tabelle V. **Betriebs- und Leistungsfähigkeit verschiedener Rammen bei sandigem Boden und 12 stündiger Arbeit.**

Arten der Rammen	Schläge in der Minute	Gewicht des Bären in Ztrn.	Hubhöhe in m	Zahl der Arbeiter	Eingedrungene Pfahllänge f. d. Tag in m	Anschaffungskosten in M.
Zugramme	30	10	1,2—1,5	30	10—15	600
Gewöhnliche Kunstramme	1/2—1	12—16	2—6	5	9—10	900
Dampfkunstramme	3—6	15—16	2—6	3	35—40	3600
Sissons & White'sche Ramme	9—10	20	2—3	4	25—40	6000
Nasmyth'sche Ramme	75—100	50	0,75—1	5	80—110	27000

Der Amerikaner Alpine hat folgende vergleichende Übersicht der Kosten des Einrammens f. d. lfd. Fuſs eingerammter Pfahllänge bei Benutzung verschiedener Arten von Rammen und Kräften (im Jahre 1846) aufgestellt:[173])

	f. d. lfd. Fuſs in Cents	f. d. lfd. m M.	Pf.
bei Dampf mit der Nasmyth'schen Ramme	5	—	69
„ „ „ „ gewöhnlichen „	9	1	24
„ Pferdekraft	12	1	66
„ Menschenkraft am Tretrade	15	2	7
„ „ an der Kurbel	20	2	76

Über die Leistung und Kosten der Dampframmen nach der Bauart J. Chrétien beim Bau der Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn liegen folgende Angaben vor:[174])

Anschaffungskosten 9650 M.; Gewicht des Bären 1200 kg; Zahl der täglich gerammten Pfähle 10; Länge der runden Rüstpfähle 12 m; Rammtiefe 3 m; täglicher Kohlenverbrauch 300 kg; Kosten f. d. Arbeitstag ohne Rammmiete:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	18	—
„ Brennmaterial	8	—
„ Schmier- und Putzmaterial	2	50
„ laufender Ausbesserung	3	50
zusammen	32	—

Für d. lfd. m eingerammten Pfahl daher 1,07 M.

[172]) Deutsches Bauhandbuch, Bd. III. Berlin 1879. S. 11.

[173]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 426.

[174]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 38.

Nach einer Mitteilung der Deutschen Bauzeitung[175]) über die Arbeit zweier Nasmyth'schen Dampframmen zum Schlagen von 10 m langen Rostpfählen sind dort mit der einen Ramme in 60 Tagen 811 Pfähle (für den Betriebstag 14,5), bei der anderen in 56 Tagen 974 Pfähle (für den Tag 17,4 Pfähle) eingerammt worden.

An jeder Ramme sind 12 Mann tätig gewesen. Die Gesamtausgaben betrugen an:

	Ramme I		Ramme II	
	M.	Pf.	M.	Pf.
Arbeitslöhnen einschl. Verbringen der Ramme nach und aus der Baugrube, Anspitzen der Pfähle, Abschneiden der Köpfe u. s. w.	2604	40	2450	90
Kohlen für die Kesselheizung	375	—	350	—
Schmier- und Putzmaterialien, Dichtungen, Nägel u. s. w. . . .	195	—	240	—
Ausbesserungen, Kesselreinigen, Anstrich der Ramme nach Beendigung der Tätigkeit	377	—	593	—
zusammen rund . .	3552	—	3634	—
f. d. Pfahl	4	38	3	73
f. d. lfd. m eingetriebene Pfahllänge . .	—	48	—	41

im ganzen durchschnittlich f. d. lfd. m Rammtiefe = 42 Pf.

Diesen Kosten sind noch diejenigen für Abnutzung und Kapitalabtragung der Beschaffungskosten der Rammen hinzuzusetzen. Letztere beliefen sich auf etwa 25000 M. f. d. Ramme und können hiervon 12% für Abnutzung und Abtragung gerechnet werden. Im obigen Fall betrugen sie im ganzen 1500 M., f. d. Pfahl rd. 80 Pf., f. d. lfd. m Rammtiefe 9 Pf., so dafs unter Hinzurechnung des letzten Betrages die Kosten des Einrammens sich auf 42 + 9 = 51 Pf. f. d. m Rammtiefe stellen. Der betreffende Berichterstatter schliefst hieraus und aus anderen Erfahrungen, dafs der Satz von 60 Pf. f. d. lfd. m Rostpfahl bei Anwendung Nasmyth'scher Rammen und richtiger Arbeitseinteilung selten überschritten werden dürfte.

Beim Bau der Weseler Rheinbrücke wurden die Kosten für das Einrammen eines Pfahles von 13,2 m Länge, 31/31 cm Stärke zur Herstellung einer Pfahlwand im Strome, und unter Benutzung zweier auf Prahme gestellter Nasmyth'schen Dampframmen, ausschliefslich Aufsicht, Beschaffung und Verzinsung der Maschinen und Geräte, wie folgt ermittelt:

Beim Strompfeiler I.

8 m mittlere Wassertiefe; 2 Nasmyth'sche Dampframmen mit 1100 und 1250 kg Bärgewicht schlugen in zusammen 5 Wochen 283 Pfähle 3,2 m tief in Sand und Kies und erforderten:

				M.	Pf.		M.	Pf.
An Arbeitslohn	29	Tagewerke eines Rammmeisters	zu	3	—	=	87	—
	40	„ der Zimmergesellen	„	3	75	=	150	—
	40	„ der Maschinisten	„	3	—	=	120	—
	35	„ der Heizer	„	2	25	=	78	75
	117½	„ der Schiffer	„	2	40	=	282	—
an Rammprämien							320	—
							1037	75
An Material für die Woche und Ramme:								
		42 Ztr. Kohlen zu 75 Pf. = ...		31	50			
		an Brennholz		4	—			
		an Schmieröl, Petroleum, Putzwolle und Seife .		8	—			
		f. d. Rammwoche		43	50			
		In 5 Wochen					217	50
		Gesamtkosten für 283 Pfähle					1255	25

Für das Einrammen eines Pfahles = 4,43 M.

175) Deutsche Bauz. 1875, S. 434.

Beim Strompfeiler II.

Dieselben Rammen schlugen in zusammen 5 Wochen 248 Pfähle und erforderten:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	978	80
an Brenn-, Schmier- und Putzmaterialien . . .	217	—
	1195	80

Das Einrammen eines Pfahles kostete demnach $\frac{1195{,}80}{248} = 4{,}82$ M.

Beim Strompfeiler III.

Aufs äufserste angespannte Arbeit, andauernd regnerisches und stürmisches Wetter, bedeutende Stromgeschwindigkeit und Wassertiefe (von 9,4 m). 2 Nasmyth'sche Dampframmen mit 1250 und 1500 kg Bärgewicht schlugen in zusammen 14 Wochen 550 Pfähle von 15 bis 16 m Länge, 31/31 cm Stärke, 3,2 bis 4,7 m Rammtiefe in Sand und Kies und erforderten:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	3594	51
an Brenn-, Schmier- u. Putzmaterialien 14 × 43,40 =	607	60
zusammen . .	4202	11

Das Einrammen eines Pfahles kostete mithin $\frac{420{,}211}{550} = 7{,}64$ M.

Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg wurden zu den Rammarbeiten sieben Dampfkunstrammen von Menck & Hambrock und 2 unmittelbar wirkende Rammen der Figée'schen Bauart benutzt. Über die Leistungen[176]) gibt Tabelle VI Auskunft.

Tabelle VI. **Zusammenstellung der täglichen Durchschnittleistungen der Rammen beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg.**

Ramme	Bärgewicht	Mittlere Fallhöhe	Täglicher Kohlenverbrauch	Bedienung	Spundbohlen 12 cm stark		Kantpfähle, 26 cm stark. Die Rammung erfolgte fest		Kantpfähle, schwimm.		Rundpfähle, 30 cm Durchmesser. Die Rammung erfolgte fest		Rundpfähle, schwimm.	
					Spundwand	Rammtiefe	Pfahlwand	Rammtiefe	Pfahlwand	Rammtiefe	Stück	Rammtiefe	Stück	Rammtiefe
	kg	m	hl	Mann	lfd. m	m	lfd. m	m	lfd. m	m		m		m
Dampfkunstrammen I, III, VI .	750	2,5	2	3	3,80	4	1,2	7	—	—	4	7	—	—
Dampfkunstrammen II, IV . .	1100	2,0	2,5	3	—	—	—	—	2	3,4	3	6	4	5
Dampfkunstramme V	1000	1,5	2,5	3	3,50	4,7	—	—	—	—	3	7	—	—
Schrägramme IX	1100	2,5	2,5	3	—	—	—	—	—	—	2	11,2	—	—
Figée-Rammen VII, VIII . .	1200	1,6	6	4—5	—	—	1,8	7	3,4	7	7	7,3	4	5,7

Bezüglich der für das Eintreiben der Eisenbetonpfähle zur Gründung des Hamburger Hauptbahnhofs von Menck & Hambrock in Altona gelieferten Dampfkunstramme (s. § 10, S. 72) ist dem Aufsatz von H. Deimling[177]) das Nachstehende zu entnehmen.

Die eigentlichen Rammarbeiten, d. h. das Heranholen des Pfahles, das Befestigen der Schlaghaube, das genaue Einstellen in lotrechter oder schräger Lage und das Eintreiben erforderte mehr Zeit, als bei einem Holzpfahl. Zwischen dem Anhängen des Pfahles und dem Rammen brauchte man bei eingeschulten Leuten etwa 1/4 Stunde. Die Ramme tat höchstens 7 Schläge in der Minute, so dafs die durchschnittliche Rammzeit für einen 6 bis 8 m langen Pfahl, bei 200 bis 300 Schlägen 1/2 bis 3/4 Stunden betrug. Bei lotrechten Pfählungen in gerader Linie kann die Leistung etwas gröfser werden, so dafs man dann mit ähnlichen Zeiten und Verhältnissen rechnen kann, wie bei Holzrammungen.

Über die Leistung der Riedinger'schen patentierten Pulverramme liegen folgende Angaben vor:[178])

[176]) Nach Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 346; vergl. auch Deutsche Bauz. 1899, S. 199.

[177]) Siehe Beton und Eisen 1904, S. 201.

[178]) Deutsche Bauz. 1875, S. 434.

Anschaffungskosten einer 160 Ztr. wiegenden Ramme 4800 M.

Abtragung des Ankaufkapitals und Unterhaltung der Maschine f. d. Tag 15 M.

Dieser Preis ist von der Fabrik in Augsburg als Leihgebühr gefordert worden.

Die Kosten des Einrammens von 19 cm starken kantigen Pfählen zu Spundwänden auf 2,2 m Tiefe haben für das Stück betragen:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	2	—
an Patronen, 60 Stück zu 10 Pf. = ...	6	—
für Benutzung der Ramme $\frac{15}{20}$	—	75
oder f. d. lfd. m 4 M.	8	75

Aus dem vorstehenden ergibt sich:

a) Die gewöhnliche Zugramme arbeitet sehr wenig wirtschaftlich und sollte ihre Anwendung daher auf das Einrammen schwacher Hölzer, namentlich auf Spundbohlen, sowie auf solche Fälle beschränkt werden, in welchen ein häufiges Versetzen der Ramme, wie bei leichten Pfählen, zu vorübergehenden Zwecken nötig wird.

b) Wo nach Lage der Verhältnisse die Anwendung der Dampfkraft ausgeschlossen ist, empfiehlt sich in den weitaus meisten Fällen die mit Menschen betriebene Kunstramme. Dampframmen arbeiten schnell und wirtschaftlich vorteilhaft, wenn der Umfang der Arbeit grofs genug ist, um den Aufwand an festen Kosten für Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals (bezw. Rammmiete) lohnend zu machen. Dieser Gesichtspunkt bleibt auch bei der Entscheidung über die Art der anzuwendenden Dampframme in erster Linie mafsgebend, indem bei den überhaupt in Frage tretenden, im vorstehenden näher besprochenen Maschinen der gröfste Effekt und die billigste Arbeitsleistung mit den kostspieligsten Einrichtungen erreicht wird.

c) Neben den Kosten für die Maschinen selbst kommen dabei auch die der Rüstungen zum Aufstellen der Rammen in Betracht, welche je nach deren Bauart und Gewicht sehr verschieden ausfallen.

§ 12. Ausführung der Rammarbeiten. Gerüste.

1. Das Aufstellen der Rammen. Je nach der Einrichtung der Baustelle und der Bestimmung der Rammpfähle werden die Rammmaschinen auf den Boden der Baugrube, nach Herrichtung einer passenden Unterlage, gestellt oder es werden zu ihrer Aufnahme feste Gerüste angeordnet oder endlich Schiffe und Flöfse verwandt.

Zu den festen Gerüsten schlägt man einzelne Rüstpfähle mit leicht beweglichen Rammen ein und streckt über sie Holme, die nach Erfordernis durch Zangen und Streben in der richtigen Lage erhalten werden. Bei schwimmenden Gerüsten stellt man die Ramme, um die Schwankungen in einfachster Weise zu vermindern, häufig zwischen zwei durch Träger verbundene Schiffe (Prahme), wenn aber die Grundrifsanordnung des herzustellenden Pfahlwerkes eine solche Stellung verbietet, an die Aufsenseite des einen Schiffes und verbindet dieses durch Balken seitwärts mit einem zweiten, durch Ballast beschwerten; oder man stellt sie unter Anwendung nur eines Schiffes auf das eine Ende desselben, dessen anderes Ende mit einem Gegengewicht belastet wird. In ähnlicher Weise kann man auch Flöfse zur Aufnahme namentlich leichter Rammen benutzen.

Wo vom festen Boden oder von festen Gerüsten aus gerammt wird, veranlafst das Versetzen und das richtige Einstellen der Rammen, wenn es durch einfaches Verschieben der Rammverschwellung auf den Gerüstschwellen erfolgt, zeitraubende Unterbrechungen der Rammarbeiten. Bei gröfseren Arbeiten und schweren Rammen empfiehlt sich deshalb, die Rammen durch Rollen bezw. Wagen zu unterstützen, die sich

auf hölzernen Schwellen oder auf eisernen Schienen bewegen. Derartige Einrichtungen sind zur Verminderung der Gesamtkostan für solche Rammmaschinen geboten, bei welchen die Anschaffungskosten für Geräte und ihre Bedienung einen verhältnismäfsig grofsen Betrag der Gesamtkosten ausmachen und daher jede Unterbrechung des regelmäfsigen Betriebes, während welcher keine Ausnutzung der kostspieligen Geräte stattfindet, teuer bezahlt werden mufs.

Die Figée'sche Ramme (s. S. 74) ist da, wo ein häufiges Versetzen unter erschwerenden Umständen stattfinden mufs, weniger gut zu verwenden, da sie bei ihrem bedeutenden Dampfverbrauch einen sehr grofsen Kessel haben mufs und ihre Leistung daher wesentlich von der Art und Weise abhängt, wie das Versetzen geschieht. Vielfach ist der Dampfkessel von dem beweglich angeordneten Rammgestell getrennt und fest aufgestellt worden, wodurch jedoch lange Dampfleitungen erforderlich werden. Am besten erfolgt ihre Aufstellung auf leicht beweglichen schwimmenden Gerüsten oder auf festen Gleisbahnen.[179])

Zum Eintreiben von Langpfählen werden, um hohe Gerüste zu vermeiden, die Rammen oft auf Böcke gestellt und diese wohl mit Rädern oder Rollen versehen.[180]) Zum Eintreiben von Grundpfählen dagegen wird man die Rammen möglichst tief zu stellen suchen, um die Benutzung von Aufsetzern (Jungfern), die den Effekt der Rammen stets vermindern, unnötig zu machen. Müssen Pfähle in tiefen engen Baugruben eingerammt werden, so kann man sich mit Vorteil der sogenannten Tieframmen bedienen, bei denen die Rammstuben in Bodenhöhe gelegt werden, während die Läuferruten bis auf die Sohle der Baugrube hinabreichen, so dafs ein entsprechend tiefes Hinabfallen des Bären ermöglicht wird.[181]) Zum Einrammen von Grundpfählen im Wasser, wie es bei einzelnen Pfahlrostanordnungen, Senkkastengründungen u. dergl. vorkommt, bestellt man bei nicht zu grofsem Höhenunterschiede zwischen der Rammrüstung und der endgiltigen Höhe der Pfahlköpfe die Pfähle wohl so lang, dafs sie nach dem Einrammen mit dem Kopfe noch über Wasser reichen. Bei gröfserem Höhenunterschiede würde ein solches Verfahren einen erheblichen Verlust an Pfahlholz zur Folge haben, den man durch die Benutzung des Aufsetzers vermeidet.[182])

Bei der Th. Möbus in Berlin patentierten „Ramme zum Einrammen von Pfählen unter Wasser mit im Trockenen schlagendem Rammbär“[183]) wirkt dieser innerhalb einer auf den Pfahlkopf aufgesetzten, letzteren fest umfassenden unten geschlossenen Röhre, die mit dem Fortschritt der Rammarbeit mit dem Pfahl am Rammgerüst hinabsinkt und so den Pfahl unter Wasser bis zur erforderlichen Tiefe rammen läfst, ohne ihn nachher abschneiden zu müssen.

Um das Eintreiben hölzerner Pfähle zu erleichtern, besonders bei sehr tiefer Lage und grofser Widerstandsfähigkeit der tragfähigen Bodenschicht, kann auch der Erdbohrer mit Vorteil zum Vorbohren benutzt werden, mit oder ohne Anwendung von

---

[179]) Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 8.

[180]) Über die beim Bau der Hohnstorfer Trajektanstalt angewandten beweglichen Bockgerüste vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 95.

[181]) Über das bei der Kanalisation von Berlin angewandte Verfahren, Spundwände innerhalb der engen Baugruben mit Tieframmen einzutreiben, vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 3.

[182]) Rendel hat beim Bau der Lary-Brücke (Senkkastengründung) Jungfern von Ulmenholz angewendet, die an ihrem unteren Ende einen gufseisernen Schuh trugen, mit welchem sie den Pfahlkopf kegelförmig umfafsten. Die Pfahlköpfe haben sich bei dieser Einrichtung gut gehalten und die Abschwächung der Rammwirkung ist auf ein nur ganz geringes Mafs zurückgeführt worden.

[183]) D. R. P. No. 122542, s. Deutsche Bauz. 1903, S. 594.

Bohrröhren (vergl. S. 7 u. 12), die bisweilen auch zur Umschliefsung des Pfahles zu dienen haben.[184])

2. Ausführung und Beaufsichtigung der Rammarbeiten. Das Aufrichten der Pfähle geschieht mittels der zu diesem Zwecke an den Rammen angebrachten Windevorrichtungen, das Befestigen des Pfahles an den Läuferruten meist durch ein Tau, welches um den Pfahl geschlungen und mit dessen Eindringen allmählich tiefer gerückt wird. Beim Beginn des Rammens gibt man dem Pfahl erst einige leichte Schläge, die allmählich bis zu den regelmäfsigen Schlägen verstärkt und dann unter sorgfältiger Beobachtung des Verhaltens des Pfahles fortgesetzt werden.

Wie bei allen Bauarbeiten, so sucht man auch bei den Rammarbeiten soweit als möglich durch Einführung einer passenden Verdingart die Arbeiter, nicht nach der Zeit, sondern nach ihrer Leistung zu bezahlen. Bei Zugrammen ist dies häufig nach der Anzahl der Hitzen geschehen; im ganzen empfiehlt sich aber mehr, die Arbeit nach der mit ihr erzielten Wirkung zu vergüten, also für die Längeneinheit der Rammtiefe oder für den Pfahl, vorausgesetzt, dafs der zum Einrammen erforderliche Arbeitsaufwand vorher ausreichend genau zu ermitteln ist.

Zur Beaufsichtigung und besonders zur Sicherung gegen das von den Arbeitern betrügerischer Weise mitunter ausgeübte Abschneiden der Pfähle pflegt man diese mit einem oder mehreren eingebrannten Zeichen am oberen Teile zu versehen, so dafs jederzeit die Länge und die Rammtiefe zu erkennen ist.

Bei wichtigen Rammarbeiten, namentlich für Pfahlroste und ähnliche endgiltige Zwecke, ist es üblich, einen Pfahlrifs anzufertigen, aus welchem die Stellung der einzelnen Pfähle, sowie die Nummern, welche sie erhalten, zu ersehen sind und in Verbindung hiermit ein Rammverzeichnis (Rammprotokoll) zu führen. Letzteres enthält Abteilungen für:

a) den Tag des Einrammens,
b) die Zahl der Arbeiter,
c) die Nummer jedes Pfahles,
d) die ganze Länge des Pfahles,
e) die Länge im Boden,
f) die mittlere Stärke des Pfahles,
g) das Gewicht des Bären,
h) die Fallhöhe des Bären,
i) das Mafs des Eindringens während der letzten Hitzen und Schläge.

3. Das Einrammen der Spundwände. Eine besondere Vorsicht erheischt das Einrammen der Spundwände, deren allgemeine Anordnung bereits in § 6 ausführlich besprochen ist. Da es hierbei, wie erwähnt, hauptsächlich auf ein gleichmäfsiges Eintreiben der einzelnen Spundbohlen ankommt, so mufs man alle Hindernisse im Boden, welche dem entgegenwirken würden, vorher möglichst zu beseitigen suchen.

Die zur leichteren Aufstellung der Spundpfähle und zur sicheren Führung beim Einrammen dienenden Zwingen bestehen aus je zwei wagerecht angebrachten Hölzern, die, einen der Stärke der Spundwand entsprechenden freien Raum zwischen sich lassend, an den Eck- und Bundpfählen oder, wo solche fehlen, an besonderen zu diesem Zweck eingerammten Pfählen mit Schraubenbolzen befestigt werden. In letzterem Fall setzt man

---

[184]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 382; ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 109.

in Abständen von $2^{1}/_{2}$ bis $3^{1}/_{2}$ m die Pfähle paarweise ein, meist senkrecht oder auch, nach der von Wiebeking empfohlenen Ausführungsweise, gespreizt, wobei sie den Boden an der für die Spundwand bestimmten Stelle weniger verdichten und gröfseren Widerstand gegen Seitendruck leisten.

Ist die Spundwand im Wasser aufzustellen, so werden die festen Zwingen häufig nur dicht über dem Wasser angebracht, bei tiefem Wasser auch wohl in zweifacher Anordnung übereinander an gemeinschaftlichen Spitzpfählen. Besser ist es, die Zwingen tiefer zu legen, indem man sie mit einzelnen Spundbohlen verbolzt und diese zuerst einrammt. Man hat auch wohl jeden der, zur Befestigung der Zwingen dienenden, Pfähle mit einem senkrechten Schlitz versehen, in diesem den Verbindungsbolzen des Zwingenpaares hinabgelassen und dann den oberen Teil des Schlitzes mit einem hölzernen Spunde ausgefüllt.

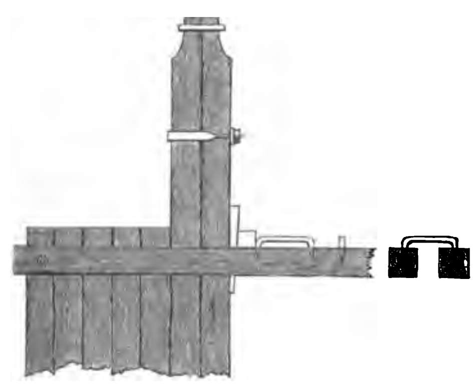
An Stelle der festen Zwingen, oder bei langen Spundpfählen auch neben diesen, werden häufig bewegliche (lose) Zwingen angeordnet, die meist geringere Stärken als jene erhalten und mittels Schraubenbolzen an einzelnen Spundpfählen befestigt werden (s. Abb. 15, Taf. I), die man nicht zugleich mit den Zwischenpfählen einschlägt, sondern erst, nachdem die Zwingen versetzt und die Bolzenlöcher durch Holzpflöcke geschlossen sind.

Die Spundpfähle bringt man beim Aufstellen nacheinander mit Nut und Feder zum Eingriff und hält sie mittels vorläufig eingeschlagener Klammern in richtiger Stellung. Nachdem so die auf einmal einzusetzenden Pfähle aufgerichtet sind, verbindet man in geringer Entfernung von den letzten derselben die zusammengehörigen Zwingen, deren Zwischenraum hier wohl auch mit einem Holzstück ausgefüllt wird, durch einen starken Bolzen, treibt zwischen diesen und den letzten Pfahl einen passend geformten Holzkeil nicht zu fest ein und kann dann die vorläufig angebrachten Klammern entfernen und mit dem Rammen beginnen, wobei darauf zu achten ist, dafs die Keile immer in der gehörigen Spannung bleiben.

Behufs Herstellung einer gut geschlossenen Spundwand schlägt man die einzelnen Hölzer in kurzen Zügen ein, so dafs nicht zu erhebliche plötzliche Höhenunterschiede in die Stellung der Bohlen eintreten, diese vielmehr allmählich vermittelt werden. Es erfordert das ein häufiges Versetzen der Ramme, die meist so gestellt wird, dafs der Bär jedesmal 2 Bohlen trifft. Dabei kann man anfangs mit einem leichteren Bären vorgehen und nachher einen schwereren verwenden. Während der Ausführung soll die Wand zwar gespannt bleiben, die Bohlen dürfen sich aber nicht klemmen und die Federn müssen nach allen Richtungen einen geringen Spielraum behalten. Zeigen einzelne Teile das Bestreben auszuweichen, so müssen sie durch Steifen gestützt werden. Öffnen sich die Fugen oben und klemmen sich die Bohlen unten, so rammt man zuerst die Mitte der Wand tiefer, im umgekehrten Falle zuerst die Seiten, und kann auf solche Weise frühzeitig bemerkte Fehler oft leicht beseitigen. Derartige Ausführungen werden durch Benutzung leichter Rammen begünstigt, weshalb auch die sonst mit so geringem Nutzeffekt arbeitende Zugramme gerade für schwächere Spundwände ihre Bedeutung behält.

Bei Anwendung schwerer Rammmaschinen zur Herstellung starker Wände veranlafst das häufige Versetzen derselben umständliche Arbeiten und wird möglichst zu vermeiden gesucht. Man treibt daher auch oft die einmal unter die Ramme gebrachten Pfähle gleich auf gröfsere bezw. die Gesamttiefen ein. Nachstehende Abb. 123 zeigt das bei den Kieler Dockbauten, sowie bei der Pfeilergründung für die Fufsgänger-

Abb. 123. *Eintreiben der Spundwände mit schweren Rammen.*



brücke über die Oker an der Ottmerstrafse in Braunschweig[185]) angewandte Verfahren.

In beiden Fällen waren je 2 Spundbohlen am Kopf durch einen konischen Pfahlring und weiter unten, zunächst in der Mitte der freien Länge, durch eine Zwinge vereinigt und wurden gleichzeitig auf die ganze Tiefe eingerammt. Während des Einschlagens mufste die Zwinge versetzt werden. Zur Führung der Bohlen dienten, aufser der Spundung, zwei mit den Eck- bezw. Bundpfählen verbolzte Zangen. Gegen das Abdrängen von den angrenzenden, bereits eingeschlagenen Bohlen wurden sie einerseits durch einen zwischen die Zangen getriebenen Keil (s. Abb. 123) verhindert, der sich gegen ein von zwei Klammern gehaltenes Querstück stützte, andererseits dadurch, dafs die Schneide der Bohlen in der Schärfe unter 1 : 3 und an der äufseren Schmalseite unter 1 : $^1/_3$ abgeschrägt war. Um ein Ausbiegen der Zangen zu verhindern, waren diese durch eine, dicht hinter den vorhin erwähnten Klammern, der Quere nach eingeschlagene Klammer zusammengehalten. Der Spund hatte trapezförmigen Querschnitt mit abgerundeten Ecken. Der Eingriff fand mit etwas Spielraum statt.

Über die Anwendung des Brunlees'schen Verfahrens (Eintreiben eiserner Pfähle durch die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahles) auf hölzerne Spundbohlen und Spitzpfähle vergl. § 9 unter 2. (S. 62).

§ 13. Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Bei Langpfählen und solchen Grundpfählen, bei denen auf die Reibung des Bodens nur in geringem Mafse zu rechnen ist, hängt die Tragfähigkeit zunächst hinsichtlich des über dem festen Untergrund hervorragenden Teiles von der zulässigen Inanspruchnahme des Materials auf rückwirkende und Zerknickungsfestigkeit ab.

Werden die Pfähle nicht bis zum festen Untergrunde eingetrieben, so kann man zur Feststellung ihrer Tragfähigkeit:

1. entweder auf Grund der Beziehungen, welche zwischen der Tragfähigkeit und dem Mafse des Eindringens der Pfähle unter den letzten Schlägen des Rammbären stattfinden, aus der Lehre über den Stofs fester Körper Gleichungen ableiten und mit Hilfe dieser die Tragfähigkeit berechnen, oder
2. man schlägt Probepfähle und belastet sie längere Zeit unter Beobachtung ihres Verhaltens.

1. Berechnung der Tragfähigkeit. Hierfür sind verschiedene Formeln abgeleitet worden, von denen die bekanntesten und gebräuchlichsten diejenigen von Brix, Ritter, Weifsbach, Redtenbacher und Rankine sind.

Die Formel von Brix, welche auf die Zusammendrückung, also auf die Elastizität des Holzes keine Rücksicht nimmt, lautet:

$$L = \frac{h\,P^2\,Q}{e\,(P + Q)^2} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 15.$$

die ähnlich gebaute Ritter'sche:

$$L = \frac{h\,Q^2}{e\,(P + Q)} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 16.$$

[185]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 157, Bl. 7, Fig. 10.

Dabei bedeutet: L die vom Pfahl rechnungsmäfsig zu tragende Last, P das Gewicht des Rammbären und Q das Gewicht des Pfahles in **kg**, h die Fallhöhe des Rammbären in **mm** und e das Mafs in **mm**, um welches der Pfahl unter dem letzten Schlage eingedrungen ist.

Die Formel von Weifsbach berücksichtigt die Elastizität des Holzes, jedoch nicht das Pfahlgewicht und lautet:

$$L = -\frac{FEe}{l} + \sqrt{\frac{2PhFE}{l} + \left(\frac{FEe}{l}\right)^2} \quad \ldots \ldots \quad 17.$$

Darin bedeutet: F den Querschnitt des Pfahles in **qmm**, E den Elastizitätsmodul des Holzes auf **qmm** bezogen (durchschnittlich für Kiefernholz = 1100) und l die Länge des Pfahles in **mm**, während die übrigen Bezeichnungen dieselbe Bedeutung wie in der Brix'schen Formel haben.

Die Formel von Redtenbacher berücksichtigt auch das Pfahlgewicht Q:

$$L = -\frac{FEe}{l} + \sqrt{\frac{2P^2hFE}{l(P+Q)} + \left(\frac{FEe}{l}\right)^2} \quad \ldots \ldots \quad 18.$$

Die Rankine'sche Formel ist der Weifsbach'schen ähnlich und lautet in gleicher Schreibweise:

$$L = -\frac{2FEe}{l} + \sqrt{\frac{4FEPh}{l} + \left(\frac{2FEe}{l}\right)^2} \quad \ldots \ldots \quad 19.$$

Bis auf e und L sind für den einzelnen Fall die in obigen Formeln vorkommenden Gröfsen bekannt. In der Regel wird e beobachtet und L danach berechnet. Da jedoch diese Berechnung stets voraussetzt, dafs der volle Stofs des Bären beim Eindringen des Pfahles zur Wirkung kommt, was vollständig nie der Fall ist und bei Sandboden noch am meisten, bei den mehr oder weniger elastischen Bodenarten aber nur teilweise zutrifft, so pflegt man den Pfahl nicht so stark zu belasten, wie es den obigen Formeln entspricht, sondern rechnet die zulässige Belastung $\mathfrak{L}$ zu $\frac{1}{n}$ der rechnerisch bestimmten, also

$$\mathfrak{L} = \frac{L}{n} \quad \ldots \ldots \quad 20.$$

Die Zuverlässigkeit der Berechnung wird also mit zutreffenderer oder geringerer Richtigkeit der Annahme dieser Sicherheitsziffer $\frac{1}{n}$ für eine bestimmte Erdart auch gröfser oder geringer sein, woher vorgenommene Prüfungen obiger Formeln, je nach der Beschaffenheit des Bodens, zu ganz verschiedenen Ergebnissen geführt haben. Auch hat die Anwendung eines Rammknechts (Jungfer) einen wesentlichen Einflufs auf das Ergebnis der Berechnung. Meist wird $n = 4$ gesetzt.

a) Beim Bau der Berliner Stadteisenbahn[186]) wurden diesbezügliche Versuche angestellt, indem 8 bis 9 m lange Pfähle ganz in den leichten Sandboden eingerammt wurden, worauf man die aus der beobachteten Eindringungstiefe beim letzten Schlage nach der Weifsbach'schen Formel sich ergebende Last ganz allmählich aufbrachte. Die Einsenkungen wurden mittels eines an dem Pfahl befestigten Fühlhebels mit zehnfacher Übersetzung beobachtet. Dabei ergab sich, dafs das Eindringen des Pfahles erst nach 10 bis 15maligem Aufbringen der berechneten Last L aufhörte. Bei keinem Pfahl betrug das Einsinken während der Belastungsdauer von 60 bis 80 Stunden mehr als 23 mm. Danach wurden zur Herstellung des Pfahlrostes die Schläge so bemessen, bezw. die Pfähle so tief gerammt, dafs sie die, nach genannter Formel, auf sie entfallende gröfste Belastung mit mindestens 8facher Sicherheit zu tragen imstande waren. Der Einflufs des Jungferns wurde als ein Arbeitsverlust von 27% festgestellt.

b) Prof. Kreuter stellte bei den Rammarbeiten für die Maximilianskirche in München Beobachtungen an[187]), die eine schlechte Übereinstimmung der Formeln von Rankine und Redtenbacher ergaben.

[186]) Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267—278.

[187]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145; 1897, S. 46.

Infolge dessen wurde von ihm eine unmittelbare Bestimmung der Tragfähigkeit der Pfähle aus den Ergebnissen der Rammarbeit versucht und gelangte er dabei zu der Beziehung:

$$\frac{L}{P} = \frac{h_1 - h_2}{x_1 - x_2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 21.$$

d. h. die Tragkraft des Pfahles soll sich zum Gewicht des Rammbären verhalten, wie der Unterschied der mittleren Fallhöhen h_1 und h_2 zum Unterschied der mittleren Eindringungstiefen x_1 und x_2 bei zwei aufeinanderfolgenden Hitzen. Jedoch ist dies nur unter bestimmten Voraussetzungen und Verhältnissen der Fall.[188])

Vielfach ist die allgemeine Brauchbarkeit der einen oder anderen, oder auch aller auf theoretischem Wege entwickelten Formeln bestritten worden.[189]) Jedenfalls ist bei Tonboden grofse Vorsicht in der Anwendung der sonst auf wissenschaftlicher Grundlage stehenden, oben angeführten Formeln anzuraten.

2. Erfahrungsergebnisse. Auf dem Wege der Erfahrung für bestimmte Verhältnisse abgeleitete Formeln und Vorschriften haben im allgemeinen einen gröfseren, wenn auch nur örtlichen und daher immerhin beschränkten Wert.

a) Nach Perronet sind 8 bis 9 Zoll (22 bis 24 cm) starke Rundpfähle mit nicht mehr als 50000 Pfd. (24475 kg), 12 Zoll (32 cm) starke mit höchstens 100000 Pfd. (48950 kg) zu belasten. Hinsichtlich des Eindringens beim Rammen gibt Perronet als Regel an, dafs ein Rostpfahl nur dann als feststehend zu betrachten ist, wenn er während mehrerer Hitzen in jeder Hitze von 25 bis 30 Schlägen nur 2 bis 3 Linien (4 bis 6 mm) eingedrungen ist, ein wenig belasteter Langpfahl 6 Linien bis 1 Zoll (13 bis 27 mm), wobei der Rammklotz für gewöhnliche Rostpfähle 600 bis 700 Pfd. (295 bis 343 kg) schwer und die Hubhöhe $4^1/_2$ Fufs (1,46 m) sein soll. Für starke Pfähle kann das Gewicht des Bären bis zu 1200 Pfd. (590 kg) und darüber betragen.

Das aus den Perronet'schen Regeln sich ergebende Mafs des Eindringens der Pfähle unter dem Rammbären ist nur etwa $^1/_{16}$ bis $^1/_{20}$ des aus den Formeln sich für e berechnenden. Perronet scheint bei Aufstellung seiner einen hohen Sicherheitsgrad verlangenden Regeln von der Erwägung geleitet zu sein, dafs das Wasser, welches zwar das eingetauchte Holz der Pfähle vor Fäulnis sichert, diesem dennoch, wenn auch erst nach langer Zeit, einen Teil seiner Stärke und Elastizität raubt, während das auf den Pfählen ruhende Gewicht dasselbe bleibt.

b) Nach Brunel's Bericht über die Bauten auf der Zweiglinie der Great Western-Bahn in England sollten die zu hölzernen Brücken und anderen Zwecken vielfach verwandten kantigen Langpfähle von 12 bis 14 Zoll (32 bis 36 cm) im Quadrat erst dann als feststehend gelten, wenn sie unter einem Rammbären von 20 Ztr. Gewicht und bei 12 Fufs (3,66 m) Fallhöhe nicht mehr als $^1/_4$ Zoll (6,3 mm) sich senkten. Die 14 Zoll (36 cm) starken Pfähle hatten bei einzelnen Pfeilern hölzerner Talbrücken Belastungen bis zu etwa 55 t.

c) Bei der Theifsbrücke zu Szegedin ist die stärkste Belastung, welche ein Pfahl unter den Widerlagerpfeilern zu tragen hat, etwa 40 t. Sie sollten so lange eingetrieben werden, bis sie nicht mehr als $^3/_8$ Zoll (25 mm) unter einem 20 Ztr. schweren Rammbären bei einer Fallhöhe von 19 Fufs (5,8 m) gezogen hatten.[190])

d) Bei der Elbbrücke unweit Pirna haben die etwa 4 m langen, 25 cm starken Rostpfähle eine Belastung von je 35,3 t.[191])

e) In Holland werden die Pfähle des dort vorkommenden weichen Bodens wegen weniger stark eingetrieben und weniger belastet. Vielfach wird die Tragfähigkeit des Pfahles zu $^1/_4$ des Bodenwiderstandes angenommen, danach das Mafs des Eintreibens bestimmt und für den Rostpfahl eine Last von 8 bis 10000 kg angenommen.

---

[188]) Vergl. daselbst 1897, S. 190.

[189]) Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst I. Teil, 2. Bd. S. 176. — Ossent, Formeln über Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauz. 1892, Bd. 19, S. 110. — Bubendey, Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533, 545; 1897, S. 160. — Vergl. auch Geifs, Tragfähigkeit von Pfählen in nachgiebigem Baugrund. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 162.

[190]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 656. — Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 341.

[191]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

f) Beim Bau der Maasbrücke zu Rotterdam hat W. Lorentz aus dem Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen Berechnungen über die Reibung an der Umfangsfläche der Pfähle angestellt (vergl. auch § 14 unter 3.) und gefunden, dafs diese in den dort vorkommenden Tonschichten zwischen 1247 und 2082 kg im Mittel 1860 kg f. d. qm betragen hat, welche Zahl als untere Grenze bei Berechnung der Tragfähigkeit in ähnlichen Boden eingerammter Pfähle anzusehen sein dürfte.[192])

Über Versuche, Erfahrungen und Formeln bei Rammarbeiten verschiedener Bauten vergl. die unten angeführte Literatur.[193])

3. Einrammen und Belasten von Probepfählen. In solchen Fällen, wo für erforderlich werdende Rammungen zur Gründung wichtiger Bauten keine Erfahrungen vorliegen, ist es jedenfalls geboten, Proberammungen und Probebelastungen der Pfähle vorzunehmen, wenn solche auch kostspielig sind, da in der Regel mindestens 4 Probepfähle erforderlich werden. Als Beispiele mögen die nachstehend angeführten dienen.

a) Beim Bau des Seeschiff-Hafens in Cuxhaven wurden in dem bis zur neuen Hafensohle hinabgetriebenen Schürfloch 4 Probepfähle von 8 bis 9 m Länge und 35 cm mittlerem Durchmesser bis in den tragfähigen Sand gerammt, mit einem Rost versehen und durch Aufbringen von Eisenbahnschienen mit 127,3 t belastet. Diese Belastung erzeugte eine bleibende Senkung von nur 9 mm.[194])

b) Zur Untersuchung der Tragfähigkeit der Rostpfähle des für die Bibliothek in Chicago auf Klaiboden herzustellenden Pfahlrostes wurden vier 16,2 m lange Rundhölzer mit 33 cm mittlerem Durchmesser 15,8 m tief eingerammt, so dafs sie 8,2 m in weichem plastischen Klaiboden, 7 m in zähem festen Klaiboden und 0,6 m in hartem Ton standen. Auf die Pfähle wurden I-Eisen und darauf eine 2,1 qm grofse Tafel aus starken Hölzern gelegt. Zur Belastung dienten Roheisenbarren, die bis zu einer Höhe von 11,5 m aufgestapelt wurden. Weder beim Aufbringen der Last, noch während der elftägigen vollen Belastung, die rund 50,7 t für jeden Pfahl betrug, zeigten sich irgend welche Senkungen oder Bewegungen derselben, so dafs von einer Weiterbelastung Abstand genommen wurde.[195])

c) Für die Pfahlroste der Binnen- und Vorhafenmauern bei Brunsbüttel am Kaiser Wilhelm-Kanal war nach der durch die vorgenommenen Bohrungen festgestellten Beschaffenheit der über dem Sandgrunde lagernden Klaischichten anzunehmen, dafs die Tragfähigkeit schon durch eine mäfsige Länge der Pfähle werde erzielt werden können und dafs es nicht notwendig war, die Pfähle bis auf den festen Sandgrund zu treiben. Die Pfähle der Binnenhafenmauer haben rechnungsmäfsig 13,0 t und die der Vorhafenmauer 11,6 t durchschnittlich aufzunehmen. Der in der Höhe der Pfahlköpfe angreifende Schub stellt sich bei ersterer für die 44 Pfähle eines Pfeilerrostes und 3 Schrägpfähle in der Bogenöffnung auf 148 t, für die 71 Pfähle eines 8 m langen Teiles der Vorhafenmauer auf 214 t.

Um Sicherheit darüber zu erlangen, dafs die Pfähle die angegebenen Belastungen zu tragen imstande sein würden, wurden vor Beginn der Bauausführungen Probepfähle eingeschlagen und versuchsweise belastet.[196]) Vier Pfähle wurden bei einer Rammtiefe von 6 m gemeinschaftlich belastet, standen in den Ecken eines Quadrats von 3 m Seite und wurden mit I, II, III und IV bezeichnet. Die anderen 4 Pfähle *A*, *B*, *C*, *D*, mit Rammtiefen von 6, 7, 8 und 9 m wurden einzeln belastet. Sämtliche Pfähle hatten einen mittleren Durchmesser von 35 cm. Zum Rammen diente eine unmittelbar wirkende Dampframme mit einem Bärgewicht bei 6 Pfählen von 1400, bei 2 Pfählen von 1150 kg. Auf die Pfähle I bis IV wurde zur Aufnahme der aus Erdboden bestehenden Belastung ein hölzerner Kasten gesetzt. Die Einzelpfähle wurden mit Spundbohlen und Eisenbahnschienen belastet, die durch einen Kran so

---

[192]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 89 aus der Zeitschr. f. d. Fortschr. der Baukunst in den Niederlanden.

[193]) Über die Tragkraft hölzerner und eiserner Pfähle und die Anwendung der letzteren als Tragsäulen oder als Tragpfähle zu Fundierungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 420 aus The journ. of the Franklin Inst. 1868. — Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Transact. of the American soc. of civ. eng. 1892, Aug. S. 99 u. 129. — Engng. news 1893, I. S. 171; 1894, I. S. 283, 348 u. 544. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 69. — Proc. of the american soc. of civ. eng. 1899, Mai, S. 280; Sept. S. 539.

[194]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 534. Ausführl. Mitteilungen hierüber in Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 390 ff.

[195]) Untersuchung der Tragfähigkeit eingerammter Holzpfähle. Engng. news 1893, II. S. 3 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 2.

[196]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526.

aufgebracht wurden, dafs möglichst wenig Erschütterungen entstanden. Zur Ermittelung des Einflusses der Anspitzung wurde von den 6 m tief gerammten Pfählen der eine (Pfahl *B*) mit der Neigung 1 : 1 angespitzt, während die übrigen die meist übliche Anspitzung von 1 : 1½ erhielten.

Tabelle VII. **Mafs der Einsenkung der Pfähle bei den letzten fünf Schlägen beim Bau der Hafenmauern in Brunsbüttel.**

Pfahl	Rammtiefe m	Bärgewicht kg	Fallhöhe m	Mafs der Einsenkung cm	Bemerkungen.
I	6	1400	1,00	60	Die Pfähle III und IV drangen schief ein und wurden deshalb bei den letzten Schlägen mit Stangen und Knebeltau festgehalten.
II	6	1400	1,00	38	
III	6	1400	0,80	17	
IV	6	1400	0,80	36	
B	6	1400	1,00	25	
A	7	1400	1,20	30	
D	8	1150	1,00	38	
C	9	1150	1,00	14	

Die Tabelle VII gibt das Mafs der Einsenkung bei den letzten 5 Schlägen. Alle Pfähle hatten also noch sehr erheblich gezogen und nach den Formeln von Brix, Redtenbacher u. s. w. hätten die Pfähle von 6 m Rammtiefe höchstens 2 t, der 9 m tief eingerammte Pfahl *C* etwa 4 t aufnehmen können. Jedoch wurde schon beim Rammen beobachtet, dafs ein Pfahl (*A*), der bei unterbrochenem Schlagen und bei einer Fallhöhe des Bären von 1 m noch in 5 Schlägen 68 und 50 cm gezogen hatte, nach einer Ruhepause von nur 32 Minuten anfänglich bei gleichen 5 Schlägen nur 9 cm einsank. Dementsprechend zeigten die Pfähle sich auch bei der Probebelastung wesentlich tragfähiger (s. Tabelle VIII), als nach der Berechnung nach den üblichen Formeln angenommen werden konnte. Die 6 m tief eingerammten Pfähle drangen bei einer 5 t für den Pfahl überschreitenden Belastung fortdauernd und sehr erheblich tiefer. Der 6 m lange Pfahl *B* senkte sich unter der Last von 5 t, stand dann aber mehrere Tage still und bewegte sich dann erst beim Aufbringen einer Last von 10 t und mehr weiter, jedoch traten gröfsere Senkungen erst bei Belastung mit mehr als 15 t auf. Das günstigere Verhalten im Vergleich zu den übrigen Pfählen mit 6 m Rammtiefe dürfte seinen Grund in der stumpferen Anspitzung haben. Der 8 m lange Pfahl *D*, der sofort mit 12 t, dann mit 20 t belastet wurde, erreichte in 22 Tagen die gröfste Senkung von 1,5 cm und blieb sodann bis zum Schlufs der Beobachtung (9 Tage) ohne weitere Bewegung. Der 9 m lange Pfahl endlich senkte sich mit der Last von 25 t im ganzen nur 1,2 cm und erreichte nach 25 Tagen Stillstand.

Tabelle VIII. **Probebelastung der Pfähle in Brunsbüttel.**

Pfahl	Rammtiefe m	Anspitzung	Dauer der Belastung Tage	Gröfste Belastung *t* zu 1000 kg t	Gröfste Senkung cm
I	6	1 : 1½	58	20	13,5
II	6	1 : 1½	58	20	14,10
III	6	1 : 1½	58	20	16,75
IV	6	1 : 1½	58	20	15,85
B	6	1 : 1	58	20	7,55
A	7	1 : 1½	42	20	7,80
D	8	1 : 1½	31	20	1,50
C	9	1 : 1½	36	25	1,20

Das geschilderte Verhalten der Probepfähle bestätigt die auch sonst schon bekannte Tatsache, dafs bei Rammungen im Klaiboden die Pfähle durch schnell aufeinanderfolgende Schläge leicht eingetrieben werden, dafs sie aber nach einer Ruhepause bald eine viel gröfsere Tragfähigkeit annehmen und dann nicht nur dem tieferen Einrammen einen erheblich gröfseren Widerstand entgegensetzen, sondern auch eine ziemlich bedeutende ruhende Last aufnehmen können.

Die Versuche bezüglich der Einwirkung einer wagerechten Zugkraft am Kopfende der Pfähle ergaben für einen Leitpfahl eine Ausbiegung von 41 mm bei einer 0,1 m über dem Boden angreifenden Zugkraft von 25 t, wobei nach Aufhören der Zugkraft der vorher senkrechte Pfahl 9 mm dauernde Ausweichung behielt. Ein 7 m tief eingerammter Einzelpfahl wurde durch eine Zugkraft von 9 t um 40 mm zur Seite gedrückt.

Auf Grund der Versuchsergebnisse wurden die Abmessungen der Pfahlroste bestimmt und dabei festgesetzt, dafs jeder Pfahl auf 9 m Länge im gewachsenen Boden stecken sollte.

§ 14. Abschneiden und Ausziehen der Pfähle.

1. Vorrichtungen zum Abschneiden der Pfahlköpfe. Hierzu benutzt man, wenn das Abschneiden über Wasser geschehen kann, die gewöhnliche Zimmermanns- oder Schrotsäge, die auch noch bei geringer Tiefe unter Wasser anzuwenden ist, indem man sie mit entsprechend langen, über Wasser reichenden Handhaben versieht. Bei gröfseren Tiefen kann man die Arbeit durch Taucher ebenfalls mit den einfachsten Werkzeugen ausführen lassen. In der Regel aber benutzt man dazu die sogenannten Grundsägen, besonders da, wo eine gröfsere Anzahl von Pfählen in gleicher Höhe zu kappen ist, wie es bei Grundpfählen in Verbindung mit einem Betonbett, bei solchen mit Senkkastengründung, bei Spundwänden und anderen Ausführungen nötig wird. Die in solchen Fällen üblichen, mehr oder weniger umständlichen Vorrichtungen sind folgende:

a) Die gerade Säge. Hier trägt ein senkrecht stehendes Gatter unten die wagerecht eingespannte Säge mit grofsen Zähnen und starker Schränkung, und hängt oben an einer auf Rollen beweglichen Verschwellung, mit welcher es auf dem festen Baugerüste hin und her bewegt wird. Das bei dieser, wie auch bei den folgenden Vorrichtungen erforderliche Andrücken des Sägeblattes an den abzuschneidenden Pfahl kann durch das Anziehen von Seilen, die am unteren Teile des Sägegatters befestigt werden, durch Stangen oder in sonst geeigneter Weise, in fliefsendem Wasser z. B. auch durch die Wirkung des Stromes, erfolgen.

b) Die Pendelsäge, bei welcher ein wagerechtes Sägeblatt in einen dreieckigen Rahmen eingespannt ist, welcher pendelartig aufgehängt und um die wagerechte über Wasser befindliche Drehachse mittels Leitstangen, Zugseilen oder Ketten hin und her bewegt wird. Sie eignet sich vorzugsweise zum Abschneiden einzelner Pfähle.[197])

c) Die Kreissäge, bei welcher das an einer lotrecht stehenden Welle befestigte Kreissägeblatt in drehende Bewegung versetzt wird. Die lotrechte Welle läuft oben und unten in Lagern und diese sitzen an einem ins Wasser reichenden senkrechten Gestell, welches oben mit einem auf festem Gerüst beweglichen Schlitten (Wagen) in Verbindung steht oder durch schwimmende Gerüste gehalten wird. Beim Handbetrieb wird die Arbeit meist durch Kurbel und konische Räder auf die lotrechte Welle übertragen. Die Kreissäge hat bei gröfseren Bauten in neuerer Zeit vielfach Anwendung gefunden.[198])

Die Grundkreissäge von E. Meyer in Berlin (D. R. P. Kl. 38, No. 74898) dient namentlich zum Abschneiden von Spundwänden unter Wasser. Die Säge wird mit einer Schiene an die Spundwand gebolzt und durch ein Zahnstangengetriebe verschoben.[199])

---

[197]) Über die Verwendung und die Leistungen von Pendelsägen beim Bau der Weichselbrücke zu Graudenz bezw. beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 254, bezw. Deutsche Bauz. 1884, S. 526.

[198]) Über die Leistungen einer Kreissäge mit Lokomobilbetrieb und deren Kosten vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 369 u. 467; ferner 1882, S. 326. Eine amerikanische, in der Höhenlage verstellbare Kreissäge wird beschrieben in der Baugewerkszeitung 1884, S. 127.

[199]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1055 und Baugewerkszeitung 1894, S. 951.

In mehrfacher Hinsicht einfacher und von gutem Nutzeffekt, namentlich für das Absägen einzeln stehender Pfähle, ist die Kreissegmentsäge, bei welcher ein segmentförmiges Sägeblatt in einen wagerechten Winkelrahmen eingespannt und um die an einem lotrechten Gestell, ähnlich wie bei der Kreissäge, befestigte Welle hin und her gedreht wird. Die lotrechte Welle trägt oben einen oder mehrere wagerechte Arme, an welche die Arbeiter angreifen.[200])

Sehr günstige Ergebnisse hat man in Frankreich mit Bandsägen erzielt, welche um zwei an einem Rahmwerk befestigte Rollen gelegt und an ihren Enden mit einem über Wasser stehenden gleicharmigen Doppelhebel verbunden werden, durch dessen Auf- und Abwärtsbewegung der zwischen den Rollen befindliche Teil der Bandsäge wagerecht hin und her geführt wird.[201])

Von einem näheren Eingehen auf diese Vorrichtungen, sowie auf diejenigen zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser[202]) kann hier abgesehen werden. da sie in der ersten Abteilung des IV. Bandes vom Handbuch (Baumaschinen), 2. Aufl., im III. Kap. S. 303 ff. eingehend behandelt werden.

2. Vorrichtungen zum Ausziehen der Pfähle. Dasselbe gilt von diesen, über welche hier deshalb nur eine kurze Übersicht gegeben wird.

Das Ausziehen der Pfähle kommt bei den zu vorübergehenden Zwecken benutzten und bei solchen Pfählen vor, die wegen fehlerhafter Stellung, wegen teilweiser Zerstörung, wegen Hindernisse, auf die sie im Boden treffen,. wegen Belästigung der Schiffahrt oder aus ähnlichen Gründen wieder beseitigt werden müssen. Im Gegensatz zu der Wirkung beim Eintreiben der Pfähle pflegt man das Ausziehen derselben selten durch Stofs, dessen Übertragung auf den Pfahl schwierig und stets mit grofsem Kraftverlust verbunden ist, sondern meist durch Zug bezw. Druck zu bewirken und sucht aufserdem durch Anschlagen mit Axt oder Hammer oder durch Anstofsen mit einem Balken den Pfahl zu erschüttern, dadurch die Adhäsion des Erdreichs zu vermindern und die Bewegung zu befördern. Um für den aufzuwendenden Zug einen Angriffspunkt zu schaffen, umfafst man den Pfahl mit einer Kette, die durch Krampen, Nägel, Bolzen u. dergl. gegen Nachgeben gesichert wird; oder mit einem Tau, welches in ähnlicher Weise wie die Kette zu befestigen ist; ferner werden auch Zangen, die namentlich bei leichten Pfählen, Spundbohlen u. s. w. sich empfehlen, oder Ringe, welche je zwei Dorne enthalten und durch diese am Abrutschen verhindert werden, benutzt.

Die auf das Ausziehen der Pfähle wirkende Kraft wird meist durch eins der folgenden Mittel beschafft: Hebel oder Wuchtebaum, Windevorrichtungen, Schraubenvorrichtungen, Benutzung des Wasserauftriebes und endlich Sprengmittel, wobei neuerdings, um die Reibung der Pfähle im Boden zu vermindern, gleichzeitig von dem Verfahren, Druckwasser neben die Pfähle zu spritzen, was sich zum Eintreiben der Pfähle als sehr nutzbar erwiesen hat, mehrfach mit Vorteil Gebrauch gemacht worden ist,

---

[200]) Bei den Hellingsbauten in Kiel schnitten 3 Segmentsägen, jede von 2 Arbeitern bedient, in einem Zeitraum von 23 Arbeitstagen bei 2 bis 3 m Wassertiefe täglich je 9 Rundpfähle, bei 4 bis 5 m Wassertiefe je 5 bis 6 Rundpfähle. Die gröfste beobachtete Leistung einer Säge bestand im Abschneiden von 20 Stück 20 bis 30 cm starker Spundbohlen bei einer Wassertiefe von 4 m. Im Durchschnitt wurden jedoch täglich nicht mehr als 8 bis 10 Bohlen geschnitten. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing -Ver. zu Hannover 1876, S. 69. — In Holland wurden mit solchen Sägen durch 7 Mann täglich durchschnittlich 20 Pfähle von 0,25 bis 0,30 m Durchmesser bei 6,7 m Wassertiefe abgeschnitten. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1857, S. 219.

[201]) Vergl. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 238.

[202]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 378.

beispielsweise an der Ostsee[203]) und bei der Ausführung der neuen Hafenanlagen in Bremen.[204])

a) Der Wuchtebaum. Bei dem einfachen, nur aus einem starken Pfahl oder Balken bestehenden Wuchtebaum tritt leicht eine Verschiebung des Drehpunktes beim Anheben ein, das Anheben wird oft schwierig und gefährlich und durch das Anspannen der Zugkette geht ein Teil der Hubhöhe verloren. Diesen Mängeln kann man dadurch abhelfen, dafs man den Wuchtebaum an dem kürzeren Ende mit eisernen Haken und Pfannen zur Aufnahme der Kette und zur Festlegung des Drehpunktes versieht, dafs man zum Heben des Baumes ein Bockgestell mit Windevorrichtung aufrichtet und dafs man die Zugkette, ehe der Wuchtebaum zur Wirkung kommt, durch eine Windevorrichtung anspannt und dann durch einen Bolzen am Baum festlegt.

Die vordere Unterstützung erhält der Wuchtebaum am besten durch den sogenannten Wuchtestuhl, einen hölzernen Rahmen, welcher vorn eine starke eiserne Drehachse trägt, um welche die Pfanne des Wuchtebaumes fafst. Auf das Ausziehen der Pfähle wirkt der Wuchtebaum zunächst durch sein eigenes Gewicht. Um die Wirkung zu verstärken, kann man Lasten an den längeren Hebelarm hängen oder auch Arbeiter an angebundenen Leinen abwärts ziehen (wuchten) lassen. Häufig ist erst durch einen längere Zeit dauernden Zug ein Erfolg zu erzielen und läfst man deshalb wohl auch den genügend beschwerten Wuchtebaum eine Nacht hindurch mit dem zu hebenden Pfahl in Verbindung.

b) Windevorrichtungen benutzt man zum Ausziehen leichter Pfähle, und zwar zunächst die einfache Wagenwinde, dann die einfache Haspelwinde, ähnlich der auf Schiffen gebrauchten und den doppelten (Perronet'schen) Haspel. Andere Vorrichtungen entstehen durch Verbindung von Haspeln oder Winden mit Rollen und Flaschenzügen, die an einem über dem Pfahl aufgestellten Bocke befestigt werden.[205])

c) Schraubenvorrichtungen sind vorteilhaft bei schwimmenden Rüstungen als einfache lotrechte Bockschrauben, die senkrecht über den Pfahl gebracht werden oder in mehrfacher Anordnung, in Verbindung mit gemeinschaftlichen Sohlplatten, zu benutzen. Im ersten Fall kann man zwei Schiffe mit einer Bretterdiele überbrücken und in deren Mitte die Schraube stellen; im zweiten Fall jedes Schiff mit einem Satz Schrauben versehen und diese an einen quer über die Schiffe reichenden, die Pfahlkette aufnehmenden Träger angreifen lassen. Ganz ähnlich wie die Schraubenvorrichtungen sind auch Druckwasser-Pressen zu verwenden.

d) Um mittels des Wasserauftriebes zu wirken, kann man Schiffe mit Wasser oder trockenem Ballast oder durch Arbeiter beschweren, dann mit dem auszuziehenden Pfahl verbinden und darauf durch Auspumpen des Wassers, bezw. Ausladen des Ballastes oder Entfernen der Arbeiter den Pfahl heben. Mitunter erreicht man die nötige Wirkung schon durch das abwechselnde Versetzen des Ballastes oder durch Bewegung der Bemannung von der einen Seite des Schiffes auf die andere. Im Flutgebiet läfst sich auch der Tidenwechsel zum Ausziehen von Pfählen benutzen.

---

[203]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 367.

[204]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 439.

[205]) Über eine im Hafen von San Franzisko angewandte, auf einen Prahm gestellte Vorrichtung mit Dampfbetrieb zum Ausziehen von Pfahlstumpfen unter Wasser vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 345.

e) Sprengmittel hat man ebenfalls mit gutem Erfolg zur Beseitigung von Pfählen und namentlich von Pfahlstümpfen verwendet, nur müssen die Pfähle eine solche Stellung haben, daſs bestehende Bauten nicht beschädigt werden können.[206])

3. Widerstand der Pfähle gegen das Ausziehen. Bei Beseitigung eines für die Erweiterungsbauten der Albert-Docks in London angelegten Fangdammes hat der Ingenieur Hartzig Beobachtungen über den beim Ausziehen der Pfähle zu überwindenden Widerstand gemacht, welche in den Veröffentlichungen des englischen Zivilingenieur-Vereins vom Jahre 1882 mitgeteilt sind. Im ganzen wurden 420 Pfähle von quadratischem oder länglich rechteckigem Querschnitt ausgezogen, die ohne Spundung dicht nebeneinander geschlagen waren. Die Länge der Pfähle schwankte zwischen 6,10 und 14,95 m, die Stärke von 0,30 bis 0,35 m, die Breite von 0,25 bis 0,38 m, die Einrammungstiefe von 1,83 bis 9,15 m. Bei 300 Pfählen, für welche der Widerstand bestimmt worden ist, hat die mittlere Länge 12,20 m, die mittlere Einrammungstiefe 5,57 m und die mittlere Breite 0,313 m betragen. Der in Frage kommende Boden bestand in den Hauptteilen aus Lehm. Die Messungen wurden derart vorgenommen, daſs man für jeden Pfahl die aufgewandte Arbeitskraft berechnete. Zum Ausziehen bediente man sich nämlich eines mit Handwinde betriebenen Kranes. Da ermittelt worden war, daſs jeder Arbeiter durchschnittlich eine Kraft von 10 kg an der Kurbel ausübte, so lieſs sich aus der Zahl der Arbeiter ein Rückschluſs auf die Widerstandskraft der Pfähle ziehen. Im Mittel waren 34413 kg für das Ausziehen eines Pfahles erforderlich, dessen Oberfläche durchschnittlich zu 3,53 qm angenommen werden kann. Das Eigengewicht des Pfahles hat im Mittel 1016 kg, der Adhäsionswiderstand 873 kg betragen. Für den Reibungswiderstand bleiben sonach 32524 kg, d. h. für 1 qm etwas über 9200 kg.

Nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel wäre die Tragkraft L eines eingerammten Pfahles in Tons aus der Gleichung

$$y = \frac{A}{L} - \frac{L}{500} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 22.$$

(für englisches Maſs giltig, 1 Fuſs = 0,305 m, 1 Ton = 1016 kg)

zu bestimmen, worin y das Maſs des Anziehens beim letzten Schlag und A die mechanische Arbeit des letzten Schlages bedeutet. Da beim Einrammen der Fangdammpfähle y etwa $^1/_{24}$ bis $^1/_{16}$ Fuſs, die Hubhöhe des 1 t schweren Bären aber 5 bis 6 Fuſs betragen hat, so berechnet sich L auf 35 bis 45 t. Der Widerstand gegen das Ausziehen ist also etwas geringer, als die nach jener Formel berechnete Tragfähigkeit.[207])

§ 15. Beseitigung von Hindernissen unter Wasser. Beim Ausheben einer Baugrube unter Wasser oder beim Ausbaggern einer solchen, sowie beim Absenken der Brunnen und Röhren bei der Brunnen- bezw. Röhrengründung (s. §§ 36 bis 38) kommt es häufig vor, daſs man auf Hindernisse, wie Baumstämme, groſse Steine, Felsstücke u. dergl. stöſst, die unter Wasser entfernt werden müssen, da sonst die gewählte Gründungsweise geändert werden müſste.

---

[206]) Ein hierher gehöriges Beispiel findet sich in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 558 (dem „Journal of the Franklin Institute" 1871, S. 75 entnommen): Vier Pfähle, welche zum Schutz der Pfeiler der Connecticut-Brücke in Nordamerika eingerammt waren, wurden im Winter 1868/69 durch Eis abgebrochen und konnten darauf auf keine der versuchten Weisen ausgezogen werden, bis der Ingenieur Monroe ein 10 cm weites Gasrohr mit voller Stahlspitze unmittelbar neben einem der Pfähle niederrammte, in die Röhre 4 Pfund Schieſspulver einlud und entzündete, wodurch der Pfahl emporgeschleudert wurde. — Vergl. auch den Artikel: Die Sprengtechnik auf der Pariser Weltausstellung. Der prakt. Maschinenkonstrukteur 1878, S. 416.

[207]) Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 8.

1. Heben. Zunächst können hierzu manche von denjenigen Vorrichtungen Verwendung finden, die zum Ausziehen der Pfähle benutzt werden und bereits im § 14 (S. 95) besprochen worden sind. Es gilt dies vorzugsweise von den Vorrichtungen zum Heben, nachdem die zu beseitigenden Gegenstände mit einem passenden Gerät gefafst wurden.

Müssen lange Körper (Baumstämme) beseitigt werden, so wendet man häufig Schrauben, in verschiedenartiger Anordnung, auf schwimmenden oder festen Gerüsten an, und wohl auch in der Weise, dafs je zwei Schrauben an den Enden eines Balkens oder Rahmstückes angeordnet werden, in deren Mitten die Ketten zum Heben des Hindernisses befestigt werden. Die Verbindung der letzteren mit Baumstämmen, welche gehoben werden sollen, geschieht in einfachster Weise, indem man den Stamm von dem ihn umlagernden Boden durch Baggern und Kratzen möglichst befreit, dann mittels Bügel und Haken[208]) zuerst eine Schnur, an dieser die Kette unter ihm durchzieht und letztere am Hebezeug befestigt. Ist es nicht möglich, die Kette unter dem Stamm hindurchzuführen, so schraubt man wohl eine lange eiserne Schraube ein, an der die Hebekette befestigt wird, oder sucht mit Zangen u. s. w. den Stamm von oben zu fassen.[209])

Steine und Felsstücke kann man ebenfalls mittels sorgfältig um sie geschlungener Ketten oder mittels des sogenannten Steinkorbes hochziehen. Dieser ist ein Geflecht von mehreren Ketten, welches mit vier Endketten oder Seilen zum Heben verbunden ist. Man wirft den Steinkorb auf den Grund, sucht mit zwei Endketten den Stein zuerst seitwärts zu fassen, dann durch Aufziehen derselben ihn auf das Geflecht zu wälzen und zuletzt zu heben. Nach einer anderen Anordnung besteht der Steinkorb aus einer Kette, die wagerecht um den Stein gelegt wird und an dem einen Ende einen Ring, an dem anderen eine Stange mit eiserner Spitze trägt. Die letztere wird in den Ring gefädelt, angezogen und befestigt, worauf der Stein an weiteren an der Ringkette angreifenden Ketten heraufgezogen werden kann.

Leichte Gegenstände werden mit der Grundzange beseitigt, bei welcher an dem einen Arm eine nach oben reichende hölzerne Stange befestigt ist, während der andere Arm mit einem schweren, durch eine Kette zu bewegenden Gegenarm versehen ist, der beim Herunterlassen die Zange geöffnet hält und beim Anziehen der Kette das Festhalten des Steines bewirkt, so dafs das Heben erfolgen kann. Häufig erhält die Zange auch zwei gleich lange Gegenarme, die durch eine gemeinschaftliche Kette bewegt werden.

Gebräuchlicher zum Fassen und Festhalten der Steine ist die Greifzange oder Teufelsklaue, aus zwei mit mehreren Zinken versehenen Armen bestehend, die durch einen Drehbolzen verbunden sind und meist bis über Wasser reichende Verlängerungen tragen. Häufig werden diese Zangen in der Weise benutzt, dafs man an dem Drehbolzen einen Flaschenzug befestigt, an welchem man die geöffnete Zange hinunterläfst und sie dann mittels eines zweiten, zwischen den verlängerten Armen angebrachten Flaschenzuges, nachdem sie den Stein gefafst hat, schliefst. Das Heben kann dann in verschiedenster Weise mit Hilfe von Windevorrichtungen erfolgen.[210])

Häufig findet auch der sogenannte Wolf (Schlufskeil) Anwendung, indem man unter Wasser, im Schutz einer auf den Stein aufgesetzten Röhre, in den zu hebenden

---

[208]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 243.

[209]) Über das beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz angewandte Verfahren vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 263.

[210]) Über eine bei Baggerarbeiten angewandte Zange, mit der Steine bis zu 10 t Schwere gehoben wurden, s. Engng. 1869, I. S. 50; vergl. auch: Steinzange von G. Rathsack, Deutsche Bauz. 1898, S. 400.

Stein ein zylindrisches Loch bohrt und in dieses den aus zwei Teilen bestehenden Wolf, erforderlichenfalls durch einen Taucher, einsetzen läfst. Der eine dieser Teile wird zylindrisch geformt und mit einer schrägen Abflachung, bezw. einem gekrümmten Ausschnitt versehen, in welchen der zweite keilförmige Teil pafst. Indem dann der erstere Teil von oben gefafst und hoch gewunden wird, klemmt sich der Keil gegen die Wandung des Bohrloches und der Stein wird mit gehoben.

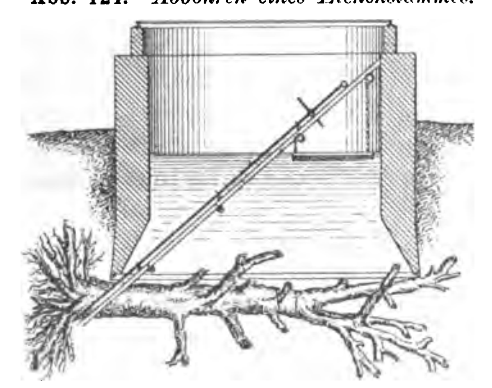
Alle diese Geräte kommen selbstredend in vielfachen Abarten vor und sind eingehend im IV. Bande (Baumaschinen), Kap. XII, 1. Aufl., behandelt.

Sind die zu hebenden Hindernisse zu grofs und schwer oder befinden sie sich in einer Lage, die ihre Hebung unmöglich macht, z. B. unter dem Rande eines abzusenkenden Brunnens oder einer Senkröhre, so müssen sie zerkleinert und dann entfernt werden. Bei Balken und Baumstämmen erfolgt die Zerkleinerung durch Zersägen, durch Abmeifseln oder durch Abbohren, bei Fels- und Steinstücken durch Zersprengen.

Alte Buschpackungen, sowie schwächere Holzstämme können mit dem Rammmeifsel durchstofsen werden, welcher aus einer Rundeisenstange von 50 bis 60 mm Stärke besteht, an deren unterem Ende ein breiter verstählter Meifsel angeschweifst ist und deren oberes Ende einen kräftigen Bund trägt, welcher den Schlag eines Rammklotzes aufzunehmen hat. Der eichene, mit Eisen beschlagene Rammklolz ist in seiner Längenachse durchbohrt und wird in dieser Durchbohrung durch die Eisenstange geführt.[211])

2. Zersägen. Abbohren. Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau stiefs man beim Absenken des Brunnens für einen der Pfeiler auf einen mächtigen Eichenstamm von 1,2 m Durchmesser. Nachdem durch Taucher ein keilförmiges Stück aus der Mitte herausgesägt war (s. Abb. 124), versuchte man vergebens, die Stämme herauszuziehen. Schliefslich gelang es nach schrägem Abbohren dicht am Brunnenschling, indem man ein Bohrloch neben das andere setzte, nach 14 wöchentlicher Arbeit, den Stamm mittels Winden zu zerbrechen und emporzuziehen.

Abb. 124. *Abbohren eines Eichenstammes.*



Beim Bau der Fordon-Brücke (1891) beseitigte man mit weniger Mühe, unter Verwertung der bei Dirschau gemachten Erfahrungen, ohne Taucher einen solchen Eichenstamm, indem man zwischen angebrachten Führungen eine Anzahl eiserner Röhren mit Hilfe einer Spülpumpe bis auf den Stamm vortrieb und zuletzt durch einige Hammerschläge in die Rinde eintrieb. In diesen Röhren wurde nun, ungehindert durch Kies und Sand, ein Loch neben dem anderen durch die ganze Stärke des Stammes gebohrt, dann der in den Brunnen hineinragende Teil des Stammes abgebrochen und hinaufgewunden.[212]) Um nicht zu grofse Kraft auf das Zerbrechen des angebohrten Stammes zu verwenden, können auch die Stege zwischen den Bohrlöchern mit Hilfe des Röhrenbohrers entfernt werden, wodurch der Stamm vollständig zerteilt wird.[213])

---

211) Vergl. Brennecke, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 28 und Der Bau der Flutpfeiler der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 560.

212) Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 419.

213) Vergl. Brennecke a. a. O. S. 29.

Bei der Kanalisierung der Oder[214]) von Cosel bis zur Neissemündung wurde bei den meisten Bauwerken vor Beginn des Rammens der Spundwände eine sorgfältige Untersuchung des Baugrundes bezüglich etwaiger Hindernisse (Baumstämme, grofse Steine u. s. w.) vorgenommen, indem in der Linie der einzurammenden Spundwände Sondiereisen bis zur Tiefe der Spundwandspitzen eingestofsen wurden. Traf man auf ein Hindernis, so wurde es ausgegraben, nötigenfalls, wie z. B. bei langen Baumstämmen, das unter der Spundwand liegende Stück abgestemmt. Dabei waren häufig vorübergehende Umschliefsungen der Baugrube durch schwächere Spundwände erforderlich, aber das Rammen selbst ging später sehr rasch und gut von statten und die Spundwände waren sehr dicht.

3. Sprengung. Über Sprengarbeiten, welche auch im Grundbau zur Abarbeitung geschlossener Felsen, sowie zur Zerkleinerung grofser Steinstücke, die beseitigt werden sollen, vorkommen können, ist dem in den Kapiteln über Erdarbeiten und Tunnelbau Gesagten nur hinzuzufügen, dafs, nach Zeitungsnachrichten, am Sonnabend den 15. April 1905 im Herzogpark bei Bogenhausen Versuche mit einem von Professor Dr. Schultz und Ingenieur Gehre erfundenen neuen Sprengstoff „Vigorit“ gemacht worden seien, die zu überraschenden und bedeutsamen Erfolgen geführt haben sollen. Der neue Sprengstoff soll gegen Reibung, Stofs und Schlag unempfindlich, also versendungssicher und lagerbeständig sein und weder durch Frost noch durch Feuchtigkeit und Nässe beeinträchtigt werden, während seither beim Sprengen unter Wasser die Herstellung und das Einsetzen der Sprengpatronen besondere Vorsichtsmafsregeln erheischte. Die Versuche sollen ferner gezeigt haben, dafs das Vigorit allen Sprengmitteln um etwa das Zehnfache an Sprengkraft überlegen war.

Grofse Bedeutung haben die Sprengarbeiten unter Wasser im Flufs- und Hafenbau und wird in den betreffenden Kapiteln des III. Teiles vom Handbuch Genaueres darüber mitgeteilt.[215])

Über die Verwendung des Dynamits zur Beseitigung von Steinen unter den Brunnenkränzen wird in der Beschreibung der Drehbrücke über die Peene bei Loitz[216]) berichtet, dafs wenn die Steine zu grofs waren, um von dem Taucher allein beseitigt werden zu können, der Taucher zunächst den Stein an der Innenseite, nach der Mitte des Brunnens zu, mit einem kleinen Handspaten frei machte. In das entstandene Loch, fest an den Stein, wurde sodann eine Dynamitpatrone eingelegt und, nachdem der Taucher wieder emporgestiegen war, von oben mittels einer elektrischen Vorrichtung entzündet. Die Wirkung war dann jedesmal die, dafs der Stein zersprang und dafs aufserdem an der Innenseite des Steines ein grofses Loch im Boden entstand, in das die Steinstücke hineinfielen, von wo sie dann leicht entfernt werden konnten.

Auch zur Beseitigung von Pfahlstumpfen unter den Brunnenkränzen hat sich das Dynamit als ein vorzügliches Hilfsmittel bewährt. In einem Falle, wo ein Pfahl von 3 m Länge und 30 cm Durchmesser aufrecht unter dem Brunnenkranze stand, wurde der Pfahl zunächst vom Taucher teilweise freigegraben, dann ein Loch in den Pfahl gebohrt, in dieses eine Dynamitpatrone gesteckt und entzündet. Durch die Wirkung des Dynamits wurde jedesmal ein Pfahlstück zersplittert, so dafs es entfernt werden konnte. Durch Wiederholung dieses Verfahrens wurde schliefslich der ganze Pfahl beseitigt.

---

[214]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 486.

[215]) Über Felssprengungen im Rhein vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 307; 1867, S. 117; 1868, S. 395. — Über Felssprengungen vor dem Hafen von Boston. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 441. — Über Felssprengungen im Hellgate bei New-York. Deutsche Bauz. 1876, S. 202, 440 u. 492 und 1877, S. 190. — Über Sprengungen von festem Ton mit eingebetteten Kieselsteinen. Deutsche Bauz. 1871, S. 160. — Über Dynamitsprengungen behufs Beseitigung alter Rostpfähle s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 633.

[216]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 60.

Nach den Untersuchungen des Tauchers hatten die Brunnen und Brunnenkränze durch die Sprengungen gar nicht gelitten, so dafs sie bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt werden konnten.

Über eine Gründungsweise mittels Dynamit siehe § 3 (S. 22).

4. Taucherarbeiten. Alle, die Beseitigung von Hindernissen unter Wasser betreffenden, Arbeiten werden wesentlich erleichtert, oft erst ermöglicht, durch die Anwendung von Tauchervorrichtungen, welche daher auch für den Grundbau, namentlich für die neueren Gründungsarten, eine hohe Bedeutung haben.

Die Tauchervorrichtungen weder entweder als unten offene Glocken zur Aufnahme mehrerer Arbeiter verwendet, oder als Anzüge für einzelne Arbeiter (Skaphander), beide mit Vorrichtungen zum Zu- und Abführen der Luft. Erstere, schon seit dem 15. Jahrhundert als Taucherglocken bekannt, werden jetzt meist von Gufseisen hergestellt (etwa 1,90 m lang, 1,25 m breit und 1,6 bis 1,9 m hoch) und durch eine Druckpumpe mit Luft versorgt. In gröfseren Abmessungen und mit vollkommeneren Einrichtungen zum Bewegen im Wasser ist das sogenannte Taucherschiff (Nautilus) als eine verbesserte Taucherglocke zuerst in Nordamerika und später in England angewandt worden.[217]) Wichtiger aber als beide sind die Taucheranzüge, die den Arbeitern eine freie Bewegung unter Wasser gestatten, leicht zu befördern und auch in engen Arbeitsräumen zu benutzen sind. In neuerer Zeit sind sie wesentlich verbessert worden, u. a. durch die französischen Ingenieure Rouquayrol und Denayrouze, deren Ausführungsweise eine grofse Verbreitung gefunden hat. Genauere Beschreibungen finden sich in den unten angegebenen Zeitschriften[218]), sowie im Kap. XII des IV. Bandes dieses Handbuches (1. Aufl.).

Bei den Hafenbauten in Triest und Pola hat man eine von Morell ersonnene Tauchervorrichtung zur Herstellung von künstlichen Steinblöcken von 6 m Länge, 2 m Breite und 1,5 m Höhe in einer Wassertiefe von 17 m angewendet. Die Vorrichtung besteht aus einem unteren Arbeitsraum (Caisson), einem oberen Hut mit Schläuchen und vier fernrohrartig verschiebbaren Schachtröhren, welche die Verbindung der oberen und unteren Teile herstellen. Zur Zuführung des Betons in den unteren Arbeitsraum dienen besondere Röhren. Die ganze Vorrichtung wird an dem Vorderende eines hölzernen Schiffskörpers von 25 bis 26 m Länge, 7 m Breite und 5 m Höhe mittels Flaschenzügen aufgehängt und durch einen Dampfkran auf- und niederbewegt. Der Schiffkörper, welcher eine Wassermasse von 402,5 t Gewicht verdrängt, nimmt auch die zum Betriebe erforderlichen Maschinen auf.[219])

§ 16. Bagger und Pumpen. Die Baggermaschinen, die Wasserhaltungsmaschinen und Pumpen werden in den Kapiteln I u. II des IV. Teiles (Baumaschinen, 2. Aufl.) ausführlich behandelt. Es genügt daher, hier nur eine kurze Übersicht der im Grundbau vorkommenden Bagger- und Pumparbeiten, sowie der dazu erforderlichen Geräte zu geben.[220])

---

[217]) Vergl. Wieck, Das Taucherschiff. Gewerbezeitung 1857; s. auch Kap. II dieses Bandes im § 7.

[218]) Über neuere Tauchervorrichtungen von Bauer vergl. Deutsche Bauz. 1868, S. 401; 1869, S. 23 u. 277. — Über die Taucheranzüge von Rouquayrol und Denayrouze s. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 279. Die Kosten werden für den Regulator zu 500 Frs., für den Anzug mit Helm und Zubehör zu 375 Frs. angegeben.

[219]) Vergl. Die Eisenbahn, Bd. II, 1875, I. S. 49.

[220]) Vergl. auch B. Salomon und Ph. Forchheimer. Neuere Bagger- und Erdgrabemaschinen. Berlin 1888.

1. Bagger. Im Grundbau kommen die Baggerarbeiten hauptsächlich bei der unmittelbaren Gründung im Wasser vor, ferner beim Ausheben einzelner Stellen der im übrigen trocken gelegten Baugruben, wenn die Wasserschöpfung nicht gelingt oder wegen zu starker Auflockerung des Baugrundes nicht für rätlich gehalten wird, endlich bei der Herstellung von Fangdämmen und Spundwänden.

Die älteren Baggervorrichtungen, Bagger im engeren Sinne, sind entweder solche, bei denen das den Boden aufnehmende Gefäfs an einem Stiel befestigt und mit diesem gehandhabt wird (Stielbagger), oder solche, bei denen die Gefäfse in Form von Eimern, Kübeln, Schaufeln u. s. w. an Ketten ohne Ende oder an dem Umfang von Rädern befestigt und auf eine mehr oder weniger umständliche Art durch Handarbeit, Pferde- oder Dampfkraft bewegt werden (Eimer- und Schaufelbagger). An neueren beim Grundbau in Aufnahme gekommenen Vorrichtungen sind zu erwähnen: der Sandbohrer, die indische Schaufel und deren Nachbildungen, sowie mehrere nach Art der Wasserhebemaschinen wirkende Vorrichtungen (Pumpenbagger, Sandpumpen).

a) Beim Stielbagger erhält das den Boden lösende und aufnehmende Gerät zur Benutzung in zähem Boden eine der Schippe ähnliche Form. Für Schlamm und Sandboden wird mit einem eisernen zugeschärften Ringe ein Sack zur Aufnahme des Bodens befestigt (Sackbagger). Bei steinigem Boden gibt man dem Bagger die Form eines Rechens, der den Boden auflockert und die gröfseren Teile zu Tage fördert, während der übrige Boden mit einem anderen Bagger gehoben wird. Der Stielbagger wird teils unmittelbar von einem oder zwei Arbeitern gehandhabt, teils mit einer Windevorrichtung in Verbindung gebracht, die man auf einem Prahm oder Flofs aufstellt und von 2 oder mehreren Arbeitern bedienen läfst. Er ist vorzugsweise bei geringen Wassertiefen und nicht bedeutenden Arbeiten nutzbar.[221])

b) Baggermaschinen sind bei gröfseren Wassertiefen und gröfseren Ausführungen vorteilhafter, insbesondere als Eimerkettenbagger. Bei diesen wird eine Kette ohne Ende über Trommeln geführt, welche durch ein Rahmstück (Leiter), teils über Wasser, teils unter Wasser in geringer Höhe über dem Boden gehalten werden. Die Kette, aus langen, der Gröfse der Eimer angepafsten Gliedern bestehend, trägt in Abständen von zwei, drei oder vier Kettengliedern die einzelnen aus Blech, mit verstählten Schneiden angefertigten und mit Löchern zum Ablaufenlassen des Wassers versehenen Baggergefäfse, welche in den Boden einschneiden, sich füllen und den Inhalt in die Schüttrinnen werfen. Die Eimerkette erhält entweder eine lotrechte Lage (Vertikalbagger) oder eine geneigte.

Die Vertikalbagger finden im Grundbau vorzugsweise bei beschränkter Baustelle Anwendung. Anstatt des Handbetriebs ist bei gröfserem Umfang der Arbeit mit Vorteil Dampfbetrieb anzuwenden, wie dieses beispielsweise beim Brunnensenken für den Sandtorkai in Hamburg geschehen ist.[222]) Bei Versenkung von Brunnen setzt

---

[221]) Die tägliche Leistung kann bei mittlerem Boden und mittleren Wassertiefen (bis zu 3 m) zu etwa 2 cbm f. d. Mann angenommen werden. — Bei den auf der Themse gebrauchten Ballastbaggern ist der lederne Sack 1 m lang und nimmt etwa 0,3 cbm Kies auf. Vier Mann, welche ihn bedienen, sollen während jeder Ebbe 12 bis 15 cbm fördern.

[222]) Siehe Deutsches Bauhandbuch III. S. 16. — Über den beim Bau der Ruhrbrücke benutzten Vertikaldampfbagger auf festem Gerüst vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 575 ff. und Taf. 723. Die Kosten der Baggerarbeiten bei etwa $2^1/_2$ m Wassertiefe, einschliefslich sämtlicher Betriebs- und Ausbesserungskosten, aber ohne die Bagger- und Nachenmiete, haben hier für das Kubikmeter gewachsenen Kies- und Sandboden (mit Ausnahme von Grünsand), einschliefslich einer 50 m weiten Beförderung, 1,80 M. betragen, für 1 cbm Grünsand 3 M. Die tägliche Leistung war, wenn alles günstig verlief, 100 bis 120 cbm.

man die vertikalen Baggervorrichtungen unmittelbar auf deren Oberfläche, bei anderen Gründungsarten errichtet man feste Gerüste oder baggert von Schiffen aus. Zum Verkürzen oder Verlängern der Eimerkette werden einzelne Kettenglieder herausgenommen bezw. eingesetzt.

Die Bagger mit geneigten Ketten haben vor den Vertikalbaggern den Vorteil voraus, dafs man die Längen der Eimerketten selten oder nie zu verändern braucht, und dafs die Baggereimer sich besser füllen und entleeren. Letzteres namentlich ist bei den Vertikalbaggern ohne Handarbeit in vollkommener Weise schwer zu bewerkstelligen. Sie erfordern aber eine wesentlich gröfsere Arbeitsstelle, als die auch im engen Raume verwendbaren senkrechten Bagger und finden daher vorzugsweise bei Gründungen im offenen Wasser, im Flufs- und Hafenbau Anwendung, wo sie regelmäfsig von Schiffen aus, meist durch Dampf, betrieben werden. Das Baggerschiff wird dabei an einem oder mehreren ausgeworfenen Ankern befestigt und rückt durch langsames Aufwinden der Ankerkette gleichmäfsig vorwärts, so dafs die Baggereimer immer neuen Boden finden und diesen streifenweise entfernen. Der die Kettentrommel tragende Rahmen (die Leiter), dessen unteres Ende je nach der Wassertiefe höher und tiefer gestellt werden kann, wird meist in der Mitte des Schiffes angeordnet. Seltener werden 2 Baggereimerketten, zu jeder Seite des Schiffes eine, angebracht, weil sie ein ungleichmäfsigeres Arbeiten der Maschine und eine geringere Leistung bewirken.

Über Leistungen und Kosten von Dampfbaggern entnehmen wir untenstehender Quelle[223]) Folgendes:

Gröfste Wassertiefe, bei welcher der Bagger arbeiten soll, ist 6,1 m. — Verlangte Leistungsfähigkeit für die Stunde reiner Arbeitszeit 100 cbm bei weichem, gut schüttendem Boden, 50 cbm bei festem gemischten Ton oder feinem Seesand. Anschaffungspreis 163600 M. Gefördert wurden bei 3 m Wassertiefe in weichem Boden bei 80 kg Kohlenverbrauch für die Stunde reiner Arbeitszeit 125 cbm im Prahm gemessen; bei 4,5 bis 4,8 m Wassertiefe in festem Triebsand und bei 125 kg Kohlenverbrauch 70 cbm.

Sonst wird die Leistung guter Dampfbagger im Durchschnitt für die Stunde und Pferdekraft bei etwa 5 m Tiefe und gemischtem Boden zu etwa 6 cbm gerechnet (vergl. Bauhandbuch III, S. 18), bei festem Sande oder Ton weniger.

Über einen bei der Weseler Rheinbrücke der Venlo-Hamburger Bahn benutzten Dampfbagger liegen folgende Mitteilungen vor:

Dampfbagger für 10,4 m Baggertiefe. Garantierte Leistung für die Stunde ununterbrochenen Ganges 33,4 cbm Sandboden. — Preis des vollständigen Dampfbaggers einschliefslich Beförderung und Aufstellung 28500 M.

Kosten eines geförderten Kubikmeters Kies bei einem Betriebe mit 1 Dampfbagger, 1 Dampfschiff, 12 Kiesnachen und 2 Dampfkranen und bei einer täglichen Förderung von durchschnittlich 350 cbm:

A. Kosten eines Kubikmeters frei Eisenbahnwagen ausschliefslich Verzinsung und Unterhaltung der Maschinen.

1. Betriebskosten für den Tag:

	M.	Pf.
für den Bagger:		
1 Baggermeister	4	—
2 Baggerknechte zu 3 M.	6	—
1 Maschinist zu 3,50 und 1 Heizer zu 2,50 M. =	6	—
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial	8	40
für das Dampfschiff:		
1 Kapitän zu 5,25 und 1 Steuermann zu 3,20 M. =	8	45
2 Matrosen zu 2,60 M.	5	20
1 Maschinist zu 4 und 1 Heizer zu 2,80 M. =	6	80
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial	49	45
zu übertragen	94	30

[223]) Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 489 ff.

		M.	Pf.	
für 2 Dampfkrane:	Übertrag . .	94	30	
2 Maschinisten zu 3 M.		6	—	
2 Heizer zu 2,50 M.		5	—	
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial		13	—	
1 Aufseher		4	50	
2 Hilfsaufseher zu 3 M.		6	—	
	zusammen . .	128	80	
mithin f. d. cbm $\frac{128{,}80}{350}$				37 Pf.
2. an Schifferlohn der Kiesnachen-Bemannung f. d. cbm				12 „
3. für Einladen des Kieses und die Hebegefäfse f. d. cbm				20 „
4. für Einebnen auf den Wagen und das Ordnen der letzteren mit Pferden f. d cbm				25 „
	Kosten zu A. f. d. cbm . .			94 Pf.

B. Kosten eines Kubikmeters Kies einschliefslich Verzinsung und Unterhaltung der Maschinen und Geräte.

Jährliche Abtragungs- und Ausbesserungskosten eines Dampfbaggers . . .	3975	M.
„ „ „ eines Dampfschiffes . . .	4575	„
„ „ „ zweier Dampfkrane . . .	4200	„
„ „ „ der 12 Kiesnachen . . .	4695	„
zusammen . .	17445	M.

somit kostet bei durchschnittlich 175 Arbeitstagen für das Jahr und 350 cbm für den Tag:

1 cbm = $\frac{17445}{175 \cdot 350}$ = ...	0,28 M.
hierzu obige Kosten zu A.	0,94 „
im ganzen . .	1,22 M.

Der durch Baggern ausgehobene Boden wird bei Baggern der letzt beschriebenen Art meist in Schiffe (Prahme) gestürzt, die, wenn gefüllt, einzeln oder zu einem Zuge verbunden und dann häufig von einem Schleppdampfer fortgeschafft werden. Um das Entleeren solcher Prahme zu erleichtern, empfiehlt es sich, sie mit beweglichem Boden oder mit Seitenklappen zu versehen, so dafs der Baggerboden durch sein eigenes Gewicht herausfällt.

Bei der Baggerung von festen Gerüsten oder Senkbrunnen aus wird der Boden gewöhnlich in Schiebkarren oder Rollwagen entfernt. In besonderen Fällen hat man den gebaggerten Boden mit Hilfe bewegten Wassers durch Spülung in einer offenen Rinne oder in einem geschlossenen Rohr zur Seite geschafft, auch mittels Schlammrinnen, die nach Art einer Kette bewegt wurden. Lehrreiche Beispiele dieser und anderer Arten der Bodenbeförderung sind beim Bau des Nordseekanals bei Amsterdam[224]), des Suezkanals[225]) und des Kaiser Wilhelm-Kanals[226]) vorgenommen worden.

c) Bei den Schaufelbaggern sind, statt der Eimer, Schaufeln an einer Kette ohne Ende befestigt, die sich in einem geeigneten Troge bewegen und dabei den Baggerboden in die Höhe schieben, bis er in einen vorgesetzten Prahm fällt. Sie sind vorzugsweise in Holland gebräuchlich (holländische Modermühlen), wo man dem Troge wohl eine Länge von etwa 12 m und eine Breite von 1 m gibt, und das Schiff, welches die Kette trägt, etwa 18 bis 19 m lang und $2^1/_2$ bis 3 m breit macht. Nur bei leicht beweglichem Boden, Schlamm u. s. w. sind solche Schaufelbagger anwendbar. Bei uns kommen sie selten vor. Noch seltener sind die Radbagger, deren Schaufeln nicht an

[224]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 397 ff.

[225]) Mémoires et compte rendu des travaux de la société des ingénieurs civils 1866. Auszugsweise in der Deutschen Bauz. 1870, S. 330 wiedergegeben.

[226]) Engineer 1893, II. S. 326, 328, 332. — Glasers Ann. f. Gew. u. Bauw. 1894, I. S. 149 u. 162.

einer Kette, sondern an dem Umfang eines Rades befestigt sind, welches nach Art der zum Wasserschöpfen dienenden Wurfräder den leicht beweglichen Boden hebt und in einen zur Aufnahme bereitstehenden Prahm wirft.

An Geräten und Vorrichtungen, welche insbesondere beim Versenken von Brunnen und eisernen Röhren sich Eingang verschafft haben, sind folgende zu erwähnen.

d) Der Sandbohrer, Sackbohrer, ein mit einer zugespitzten Eisenstange verbundener zugeschärfter, etwa halbrunder Rahmen, welcher einen Sack trägt, der bei Drehung des Bohrers sich mit Boden füllt (s. Abb. 125).

Abb. 125. *Sackbohrer.*

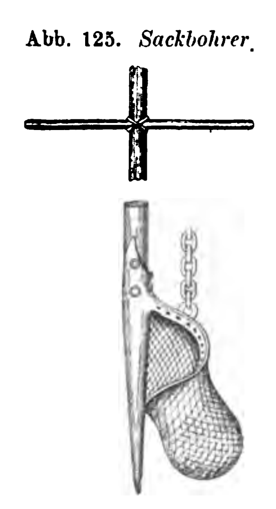
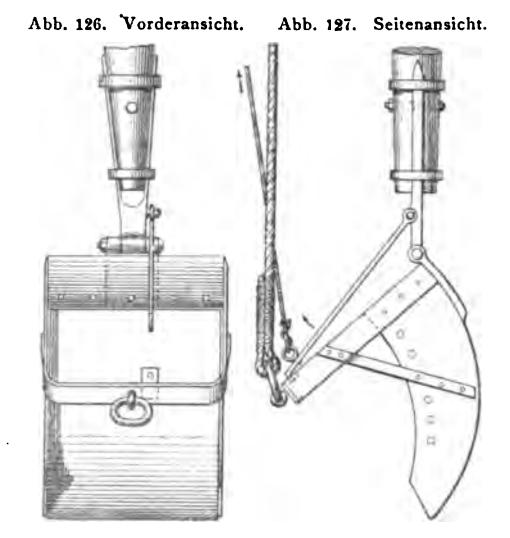


Abb. 126 u. 127. *Indische Schaufel.*

Abb. 126. Vorderansicht. Abb. 127. Seitenansicht.



e) Die indische Schaufel, ein für die Brunnensenkung höchst nutzbar befundenes Gerät, bestehend in einer um ein Gelenk drehbaren Schaufel, welche in nahezu lotrechter Stellung an einer Kette oder einem Seil hinabgelassen, mittels einer Stange in den Boden eingedrückt, dann durch Anziehen einer anderen Kette um das Gelenk gedreht, dadurch in wagerechte Stellung gebracht und so mit dem auf ihr lagernden Boden wieder hoch gezogen wird (s. Abb. 126 u. 127).

Nach den Mitteilungen über den Bau der Jumnabrücke in Indien sind mit dieser Vorrichtung Sand und Lehmboden, der letztere von der Festigkeit des Ziegellehms, gelöst worden; sobald festere Schichten, Ablagerungen von Kalk- oder Kieselsteinen, vorkamen, mufsten Taucher hinabgeschickt werden, um diese festeren Schichten zu lösen, welche alsdann mit dem „Iham" herausgeschafft wurden.[227])

Beim Bau der Thorner Weichselbrücke sind zur Bedienung jeder Schaufel 4 Arbeiter an der Winde, 1 Arbeiter an der Stopfkette (zum Hinablassen der Schaufel), 2 zum Entleeren der Schaufel und zum Verkarren des ausgehobenen Bodens, einer zum Leiten der Arbeit und am Druckhebel, im ganzen mithin 8 Arbeiter verwendet worden. Unter günstigen Verhältnissen wurden mittels 2 Schaufeln aus jedem Brunnen bei 10stündiger Arbeitszeit durchschnittlich 10 cbm Boden gefördert und die Brunnen hierdurch in der gegebenen Zeit um 0,31 m gesenkt.[228])

Beim Bau der Weserbrücke der Venlo-Hamburger Bahn sind durch eine Mannschaft von 5 Arbeitern, von denen zwei die indische Schaufel und zwei die Winde bedienten, während der 5te. Arbeiter die gebaggerte Erde seitwärts förderte, im Durchschnitt an einem Pfeiler für den Tag bis zu 6 cbm aus den Brunnen geschöpft worden.[229])

---

[227]) Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 564.

[228]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 41.

[229]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein-Westfalen 1876, II. S. 117.

Bei letztgenanntem Brückenbau und dem der Weseler Rheinbrücke haben sich für die unteren festen Sandschichten indische Schaufeln von 0,71 m Länge, bei 0,45 m Breite und 0,19 m Höhe, ähnlich den Abb. 126 u. 127, bewährt, für leichteren Sandboden solche von 0,89/0,63/0,23 m und für festen Klaiboden kleinere von 0,47/0,39/0,11 m. — Bei den gröfsten Schaufeln wurden die Spitzen weniger lang, dagegen bei den kleineren länger und schärfer ausgeführt. Für das Baggern in festem Sande und namentlich im Tonboden stellte sich als Erfordernis heraus, die Schaufel am Stiele so zu befestigen, dafs sie mit diesem eine gerade Linie bildete und sich nicht in einem Winkel nach rückwärts legen konnte, zu welchem Zweck die Gabel des Baggers zur Aufnahme des Stieles hinten voll geschmiedet wurde. Beim Baggern in losem Boden ist die Möglichkeit einer Neigung der Schaufel nach hinten erwünscht. Die Schaufel drückt sich alsdann beim Aufwinden und gleichzeitigem Drücken tiefer in den Boden und füllt sich besser, als wenn sie steil steht, während bei Tonboden die Schaufel nur durch Stofsen tief genug in diesen eingeführt werden kann. Eine Schaufel der angeführten mittleren Gröfse wiegt 45 kg und kostete ihre Herstellung nur an Arbeitslohn (im Jahre 1871) 12 M.

f) Der Millroy'sche Exkavator kann als eine Verbindung von mehreren indischen Schaufeln angesehen werden. Er wurde zuerst bei der Clydebrücke in Schottland im Jahre 1867 mit gutem Erfolge angewandt, wo gufseiserne Zylinder bis über 20 m unter das Flufsbett gesenkt worden sind. Er besteht aus einem achtseitigen Rahmen, welcher an Gelenken acht Schaufeln trägt, die sich vermöge ihrer dreieckigen Form zu einem Boden unter dem Rahmen zusammenschliefsen lassen; beim Hinablassen hängen sie senkrecht herab und dringen durch das Eigengewicht der ganzen Vorrichtung in den Boden ein.[230])

g) Der Zangen- oder Klauenbagger, welcher aus zwei viertelzylindrischen Kübeln besteht, die, nach Art des in den Abb. 141 bis 143 (s. § 18) dargestellten Betonkastens für den Bau der Harburger Elbbrücke, um Gelenke drehbar sind und im geschlossenen Zustande eine halbzylindrische Mulde bilden, wirkt in ähnlicher Weise. Beim Hinablassen wird diese Mulde durch eine Kette geöffnet erhalten, senkt sich durch ihr eigenes Gewicht in den Boden, wird dann durch Anziehen einer zweiten Kette geschlossen und an dieser mit dem erfafsten Boden hochgezogen. Anstatt der Kübel mit vollen Wänden werden auch solche mit Zinken oder Fingern zum Durchlassen des Wassers angewandt. Eine solche Vorrichtung wurde von Morris & Cumming zuerst in Amerika (1867) eingeführt und kommt jetzt in vielen Abarten, auch unter dem Namen Kranbagger, vor.

h) Der Priestmann'sche Kranbagger[231]) ist einer der bekanntesten und gebräuchlichsten Kranbagger.

Ein beim Neubau einer Sperrschleuse im Duisburger Hafen benutzter Priestmann'scher Bagger sollte bei einem Gewicht von fast 400 Zentnern, einem Fassungsraum des Baggerkorbes von 0,60 cbm, eine theoretische Leistungsfähigkeit von 200 bis 300 cbm bei 10 stündiger Arbeitszeit und 6 m Hubhöhe besitzen.

Die Kosten desselben einschliefslich Fracht von Hull bis Duisburg, Eingangszoll und Ergänzungsteile betrugen	M. 17 372,75
Diejenigen des Laufgerüstes und der Schüttrinne, fertig aufgestellt	„ 7 476,83
Diejenigen des Baggerbetriebes an Arbeitslohn, Kohlen, Putz- und Schmiermaterial und vorgekommenen Ausbesserungen, aber ausschließlich der Abfuhr des Baggergutes und der Kosten für Absteifung der Baugrube für ein cbm gebaggerten Bodens[232])	83 Pfennig.

[230]) Zeichnung und genauere Beschreibung von Millroy's Exkavator finden sich u. a. in der Deutschen Bauz. 1868, S. 470 und in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 579. — Über eine Verbesserung desselben durch Anwendung krummer Schaufeln vergl. u. a. Deutsche Bauz. 1875, S. 32.

[231]) Beschreibung und Zeichnung finden sich u. a. im Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434.

[232]) Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 5.

i) Wild's Baggervorrichtung unterscheidet sich von der Priestmann'schen wesentlich dadurch, dafs, während letztere zwei gesonderte Kranketten erfordert, von denen die eine für das Schliefsen, Füllen und Aufholen, die andere für das Öffnen, Entleeren und Senken des Greifers dient, die Wild'sche Vorrichtung nur mit einer Krankette arbeitet und mittels einer durch die Bewegungen der Krankette beeinflufsten Fangvorrichtung das Öffnen und Schliefsen des Greifers bewirkt.[233])

Ähnlich dem Wild'schen, aber einfacher als dieser, ist der Bagger von Price.[234])

k) Grafton's Drehschaufelbagger arbeitet ebenfalls mit nur einer Kette, die an einem gewöhnlichen Kran befestigt werden kann. Seine etwas verwickelte Einrichtung gestattet die Entleerung der Schaufel entweder in ihrer oberen Stellung am Ausleger des Krans, z. B. beim Baggern aus der Grube und Entleeren in Eisenbahnwagen, oder beim Aufstofsen auf den Boden, so dafs sie auch beim Betonieren benutzt werden kann, oder endlich an beliebiger Stelle frei an der Krankette hängend.[235])

l) Pumpenbagger.[236]) Eine ganze Reihe neuerer Erfindungen bezweckt das Ausheben des Bodens in halbflüssigem Zustande, wie bei Wasserhebungsmaschinen, oder in einer Verbindung mit bewegtem Wasser, welches das Niedersinken der festen Teile zeitweise verhindert.

α. Die Sandpumpe. Eine beachtenswerte derartige Vorrichtung ist die zuerst beim Bau der Jumnabrücke der Kalkutta- und Delhi-Eisenbahn in Indien im Jahre 1867 zur Anwendung gekommene und seitdem mehrfach vervollkommnete Sandpumpe. Sie besteht aus einem oben und unten offenen Blechzylinder, in welchem ein Kolben ohne Ventil sich bewegt. Der Zylinder sitzt auf einem Kasten, dessen Deckel mit Ventilen versehen ist, welche das Entweichen des Wassers gestatten, den Zutritt desselben aber verhindern. Der Boden des Kastens trägt in der Mitte ein lotrechtes, nach unten etwas vorstehendes und bis nahe unter den Deckel reichendes offenes Steigrohr und ist aufserdem so eingerichtet, dafs er zum Zwecke der Ausleerung leicht von dem Kasten getrennt werden kann. Beim Gebrauch wird die Vorrichtung mit einem Hebezeug auf den Untergrund gesetzt, dann der Kolben durch Arbeiter, wie der Bär einer Zugramme, auf- und niederbewegt. Infolge dessen tritt Sand und Wasser in das Steigrohr und über dessen Rand in den Kasten, der Sand sinkt in den ringförmigen Teil des Kastens nieder, während das Wasser durch die Ventile austritt und wenn auf solche Weise der Kasten mit Sand gefüllt ist, wird die ganze Vorrichtung hoch gewunden und entleert.[237])

β. Der Zentrifugalbagger von Gwynne besteht in einem zwischen zwei Pontons aufgehängten gufseisernen Steigrohr, durch dessen Mitte eine Welle zum Betriebe eines am unteren Ende des Rohres angebrachten Zentrifugalpumpenrades führt, die gleichzeitig den Boden auflockert.[238])

γ. Bei der Leslie'schen „Hebergründung"[239]) wird der Boden durch einen sich hin und her drehenden Bohrer gelöst, welcher an einer bis über Wasser reichenden

[233]) Über nähere Angaben vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 190.

[234]) Vergl. The Engineer 1890, Novemberheft, S. 433.

[235]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 156.

[236]) Vergl. den Aufsatz von Seydel in der Deutschen Bauz. 1871, S. 1 u. 12; ferner Wochenbl. f. Arch. u. Ing.-Ver. 1879, S. 59 und Deutsche Bauz. 1883, S. 409.

[237]) Über die Anwendung dieser Vorrichtung bei einer Brunnenanlage für die Berliner Wasserwerke und die damit erzielten Leistungen s. Deutsche Bauz. 1871, S. 110 ff. — Desgl. bei der Jumna-Brücke The Builder 1869, S. 231.

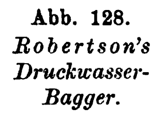
[238]) Vergl. Engng. 1869, II. S. 104 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 580.

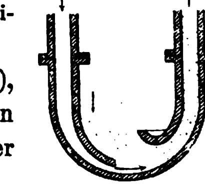
[239]) Hebergründung für Strafsen- und Eisenbahnbauten. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

Heberröhre sitzt. Gleichzeitig wird im Innern des zu senkenden Brunnens oder Zylinders durch Zuführung von Wasser ein höherer Wasserstand erhalten, als aufsen. Dadurch entsteht eine Wasserströmung von unten nach oben durch das mit dem Bohrer verbundene Rohr, welche den gelösten Boden mit fortreifst und zu Tage fördert.

Eine Abänderung der Leslie'schen Hebergründung ist von dem Baumeister Bassel vorgeschlagen worden[240]), und besteht darin, dafs der untere Teil des zylindrischen Pfeilermantels mit einem zweiten, um 60 mm von ihm abstehenden Blechzylinder so hoch umgeben wird, dafs er nach vollendeter Pfeilersenkung noch über dem Flufsbett hervorragt. Zwischen diesen beiden Zylindermänteln soll das Wasser mit dem gelösten Boden aufwärts gedrängt werden und oben austreten. Als Vorzüge dieses neuen Verfahrens werden u. a. angeführt: die fortlaufende Drehung des Bohrers, der bei dem Leslie'schen Verfahren hin und her gedreht werden mufs; ferner die Vermeidung der lästigen Füllung des Hebers mittels des Scheitelventils und die Beseitigung des Kraftverlustes durch das zentripetale Zusammenströmen der Wasserfäden, da bei der neuen Ausführungsweise die Strömung zentrifugal stattfindet.

δ. Bei Robertson's Druckwasser-Bagger (hydraul. *dredger*)[241]), s. Abb. 128, wird die Wirkung eines unter starkem Druck austretenden Wasserstrahles (nach Art der Injektoren) zum Heben des vom Wasser mit fortgerissenen Bodens benutzt.


Abb. 128. *Robertson's Druckwasser-Bagger.*



ε. Bei Reeve's pneumatischem oder Prefsluft-Bagger wird der mit Wasser gemischte Boden aufgesogen, indem biegsame Schläuche, die an dem einen Ende mit trichterförmigen Mundstücken versehen sind, bis auf die Oberfläche des zu entfernenden Bodens geführt werden, während sie am anderen Ende mit Behältern in Verbindung stehen, in denen ein luftverdünnter Raum erzeugt wird. Ist solch ein Behälter gefüllt, so wird Luft zugelassen und der Inhalt fällt durch eine unten angebrachte Klappe in zur Aufnahme bereitstehende Gefäfse.

Beim Bau der Taybrücke in Schottland, wo diese Vorrichtung mit dem günstigsten Erfolge beim Versenken der Pfeiler angewandt worden ist, hat man, um ohne Unterbrechung arbeiten zu können, 4 Behälter von je 2,1 cbm Inhalt auf einen Prahm gestellt und diese durch Öffnen und Schliefsen geeigneter Ventile nacheinander in Tätigkeit gesetzt. Um die Schläuche, welche hier aus Gummi bestanden, richtig zu führen, mufsten Taucher auf den Grund hinabsteigen. Zur Beschleunigung der Bodenförderung hat man mitunter einen Wasserstrahl unter grofsem Druck vor die Mündung der Schläuche geleitet und dadurch den Boden gelockert. Unter günstigen Verhältnissen sollen auf diese Weise bis zu 100 t täglich gefördert worden sein.[242])

η. Bei dem Prefsluft-Bagger von Jaudin wird Prefsluft in ähnlicher Weise zum Ausblasen von Baggerboden verwandt, wie es bei der Druckluftgründung bei leichtem Boden mehrfach geschieht. Die Abb. 129 u. 130 (S. 108) zeigen den Bagger in der Gestalt, in welcher ihn Jaudin mit Erfolg in der Seine, Loire und am Guadalquivir angewandt hat. Der Hauptsache nach besteht diese Vorrichtung aus einem gröfseren eisernen Rohr *A*, in dem das Baggermaterial gefördert wird, und einem kleineren Rohre *B*, durch welches geprefste Luft zu dem ringförmigen, das untere Ende des Rohres *A* umschliefsenden Muff *C* geleitet wird (s. Abb. 130, S. 108). Von hier gelangt sie durch den Schlitz *D* in das Rohr *A*. Wird nun der Bagger auf den Grund des Wassers, wo gebaggert werden soll, gestellt und mittels einer Luftpumpe in das Rohr *B* geprefste Luft eingeführt, so bildet sich am unteren Ende des Rohres *A* ein Gemenge von Wasser, Luft und Erdmaterial, das bei genügender Luftmenge spezifisch leichter

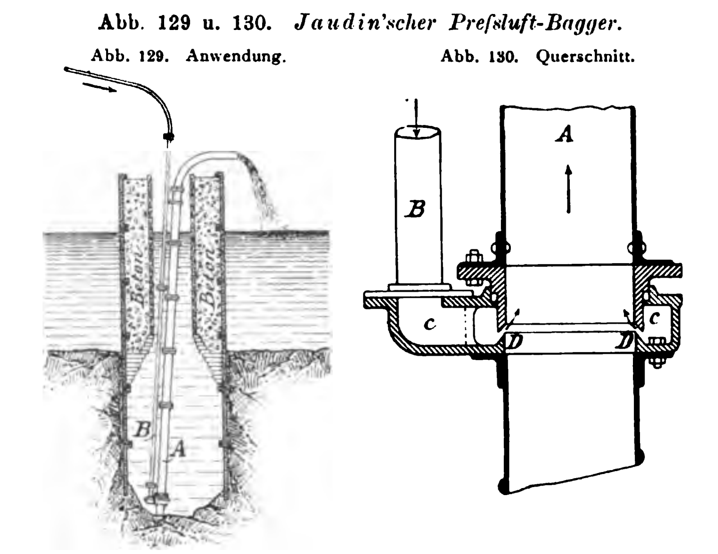
---

[240]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 240.

[241]) Vergl. The Engineer 1869, S. 28; auch Deutsche Bauz. 1875, S. 33.

[242]) Nähere Beschreibung und Zeichnung finden sich in The Engineer 1877, II. S. 99.

Abb. 129 u. 130. *Jaudin'scher Prefsluft-Bagger.*



als das umgebende Wasser ist, infolge dessen im Rohr A bis über den Wasserspiegel hochgedrückt wird. Behufs Regelung der Luftzufuhr ist der Schlitz D in seiner Weite regelbar.

Bei zähen Erdarten bringt Jaudin vor der unteren Öffnung des Baggerrohres noch ein Blasrohr zur Auflockerung des Bodens an; aufserdem dienen pflugscharartige Messer zum Zerschneiden des Bodens beim Vorwärtsbewegen der Vorrichtung. In festgelagertem Kies versieht er zu demselben Zweck die untere Öffnung mit kurzen rechenartig gebogenen Spitzen.[248])

2. Wasserhebemaschinen und Pumpen. Für die Anwendbarkeit solcher Maschinen und Pumpen im Grundbau ist zunächst der Umstand von Bedeutung, dafs der Raum, in welchem sie aufgestellt werden sollen, meist sehr beschränkt ist. Eine der ersten Anforderungen ist daher die, dafs die Maschinen einen nur geringen Platz einnehmen.

Ferner ist es in den meisten Fällen vorteilhaft, die Höhe, auf welche das Wasser gehoben wird, verändern und insbesondere vermindern zu können. Bei der Wahl der Schöpfmaschinen ist daher auch hierauf Rücksicht zu nehmen.

Ein weiteres Erfordernis ist, dafs namentlich die Pumpen durch die Verunreinigungen des Wassers, welche trotz der meist angewandten Vorsichtsmafsregeln mit hinaufgezogen werden, in ihrem Gange keine Störung erfahren. Das Vorhängen von Sieben oder Körben vor die Saugrohrmündungen verhindert nicht immer das Eintreten feiner Sandteile oder anderer Beimischungen in die Kolben und Ventile und es sind daher für Pumpen zu Gründungszwecken möglichst einfache Ausbildungen der Ventile, leichte Zugänglichkeit derselben und seltene Ausbesserungsbedürftigkeit wichtige Eigenschaften.

Unter den im Grundbau verwendeten Wasserhebevorrichtungen und Maschinen lassen sich folgende Gruppen unterscheiden:

a) Vorrichtungen und Maschinen, welche das Wasser durch Schöpfen und Stofs in die Höhe werfen — Wurfschaufel, Schwungschaufel, Wurfrad,

b) Vorrichtungen, bei denen das Wasser in Eimer oder Kasten gefüllt und gehoben wird — Handeimer, Eimerketten (Norien und Kastenwerke), Eimerrad, Schöpfrad oder chinesisches Schöpfrad (Kastenrad),

c) Vorrichtungen, die das Wasser in bewegliche Kanäle heben — Wipptrog (Kippschaufel), Schneckenrad (Tympanon), Wasserschnecke (Archimedische Schraube, Tonnenmühle),

---

[248]) Vergl. Deutsche Bauz. 1887, S. 78, Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 33. — Über die Anwendung der Prefsluft-Sandpumpe nach dem Verfahren von A. Schmidthauer für die Brunnengründung in Triebsand vergl. § 37 unter 1. e. Über Sandpumpen und Sandgebläse vergl. auch Kap. II, § 11 unter b.

d) Vorrichtungen, bei denen das Wasser in festen Rinnen oder Röhren aufsteigt. Das Heben des Wassers kann dabei erfolgen:
   α. durch nach einer Richtung bewegte Scheiben oder Ketten — Schaufelwerke, Kettenpumpen oder Paternosterwerke,
   β. durch abwechselnd hin und her bewegte Kolben oder Zylinder — Kolbenpumpen, Fynje'sche Kastenpumpen, Sackpumpen,
   γ. durch sich drehende Flügelwellen — Zentrifugal-, Kreisel- oder Rotationspumpen,
   δ. durch Dampf- oder Wasserstrahlen — Dampfstrahlpumpen, Wasserstrahlpumpen, Pulsometer, Injektoren,
   ε. durch Aufsaugen mittels Herstellung luftverdünnter Räume — Vakuumapparate.

Bezüglich der Einzelheiten ist auf das Kap. I des IV. Teiles (Baumaschinen, 2. Aufl.) zu verweisen.

§ 17. Beton- und Mörtelbestandteile. Normen und Festigkeitsversuche. Beton (Grobmörtel, Gufsmauerwerk, Stampfmauerwerk, Konkret) ist ein unter Wasser erhärtendes Gemenge von Wassermörtel (hydraulischem Mörtel) und Steinbrocken.

Es sollen zunächst die Hauptbestandteile des Betons, der Mörtel und die Stoffe, aus denen er hergestellt wird, besprochen werden, um dann auf den Beton selbst näher einzugehen.

1. **Mörteleigenschaften, Kalksteinarten.** Wassermörtel oder hydraulischer Mörtel hat im Gegensatz zum Luftmörtel, der zu seiner Erhärtung den Hinzutritt von Luft erfordert, die Eigenschaft, unter Wasser abzubinden. Beide Mörtelarten sind, soweit sie für Ingenieurbauten in Frage kommen, Kalkmörtel und bei beiden ist es der aus kohlensaurem Kalk gebrannte, dadurch von Kohlensäure befreite und dann gelöschte Ätzkalk (Kalkhydrat), der die zur Erhärtung erforderliche Eigenschaft herbeiführt. Die natürlichen oder künstlichen Beimischungen von Kiesel-, Ton- und Bittererde zum Kalk sind entscheidend für den Grad der hydraulischen Eigenschaften des aus ihm bereiteten Mörtels. Je geringer diese Beimischungen im natürlichen Zustande sind, desto fetter, je reicher, desto magerer (hydraulischer) ist der Kalk.

Der Luftmörtel ist eine Mischung von fettem Kalk mit einem Zuschlage, der meist aus Sand besteht. Mit diesem letzteren geht der Kalk nur eine mechanische, keine chemische Verbindung ein, nimmt aber, indem er die Sandkörner umhüllt und einen Teil des Wassers durch Verdunstung verliert, aus der Luft Kohlensäure auf und wird dadurch wieder fest, d. h. zu kohlensaurem Kalk, zu Kalkstein.

Beim hydraulischen oder Wassermörtel dagegen vollzieht sich ein chemischer Vorgang, bei welchem unbedingt Kieselerde vorhanden sein mufs. Diese wird durch Glühen chemisch aufgeschlossen und verbindet sich dann auf nassem Wege mit dem Kalk zu dem im Wasser unlöslichen kieselsauren Kalk (Kalkerde-Silikat). Der Prozefs wird erleichtert, wenn die Kieselerde nicht in reinem Zustande, sondern in Verbindung mit weniger festen Materialien vorkommt. Letzteres ist der Fall bei Ton, der neben mechanisch beigemengter auch chemisch gebundene Kieselerde enthält und dessen weitere Eigenschaft, durch Brennen zu erhärten und dadurch zu einem hygroskopischen bindefähigen Körper zu werden, die Verbindung befördert. Neben der Kieselerde finden sich noch andere Körper mit dem Ton vereinigt, welche einen Einflufs auf die Bildung des Wassermörtels ausüben; am häufigsten Bittererde, Kali, Eisen- und Manganoxyd.

Wo die erwähnten Stoffe in der Natur in solchem Verhältnis vereinigt vorkommen, dafs sie gebrannt und gelöscht als Wassermörtel dienen können, bilden sie den natürlichen hydraulischen Kalk; wird dagegen, infolge von Mangel oder Überflufs eines oder des anderen Körpers vor dem Brennen, eine künstliche Mischung oder Scheidung vorgenommen, so entsteht der künstliche hydraulische Kalk oder Zement.

Kalksteine, in denen die erwähnten Nebenbestandteile (Kieselerde, Ton, Bittererde, Eisen- und Manganoxyd) nicht mehr als bis zu 8% ausmachen, ergeben beim Brennen fetten Kalk; dieser vermehrt sein Volumen beim Löschen erheblich (gedeiht viel), bleibt lange weich und verträgt bei der Mörtelbereitung einen starken Sandzusatz. Um zu Wassermörtel benutzt zu werden, ist in diesem Fall die Beimischung zementierender Stoffe erforderlich.

Kalksteine mit gröfseren Mengen der erwähnten Nebenbestandteile ergeben mageren Kalk. Dieser wird nicht wie der fette beim Löschen in Gruben eingesumpft, sondern durch Anfeuchten mittels Besprengen mit Wasser gelöscht, wobei er zu Pulver zerfällt. Er mufs bald nach dem Löschen verwendet werden, weil er sonst seine Bindekraft verliert. Seine hydraulischen Eigenschaften erhält er vorzugsweise durch das Vorherrschen der Tonerde unter den übrigen Bemengungen. 8 bis 12% machen ihn schon etwas hydraulisch. Bei 20 bis 30% Ton mit gebundener Kieselerde, Eisen- und Manganoxyd löscht er sich noch gut und ist als Wasserkalk meist vorteilhaft zu verwenden. Enthält der Kalk etwa 30 bis 40% Ton mit gebundener Kieselerde, so löscht er sich meist nicht mehr, sondern mufs künstlich zu Pulver zerkleinert werden, gibt aber einen vorzüglich hydraulischen Kalk. Steigt der Gehalt an Tonerde über 50%, so bedarf der Kalk zur Bildung von Mörtel einer Beimischung von fettem Kalk.

Unter den natürlichen Kalksteinen finden sich, vorzugsweise bei den der Liasformation angehörigen, verschiedene Arten mit einem Tongehalt, welcher sie zur Bereitung hydraulischen Kalkes besonders geeignet macht.

Die von dem Engländer Parker in dem London Clay (1796) entdeckten und zu dem sogenannten Romanzement verarbeiteten Kalksteinnieren gehören ebenfalls zu den natürlichen hydraulischen Kalken. Der Parker'sche Prozefs bestand in einem starken Brennen des vorher zerkleinerten Kalksteins und nachherigem Zerreiben in geeigneten Vorrichtungen, so dafs ein feines graues Pulver entstand. Das Parker'sche Verfahren hat bekanntlich eine weit verbreitete Nachahmung gefunden, da hierfür geeignete Kalksteine auch anderswo nicht selten vorkommen.[244])

2. Künstliche Beimengungen zu Fettkalk. Unter den künstlichen Beimengungen zum fetten Kalk, welche diesem einen Gehalt an Kiesel- und Tonerde zuführen sollen, der ihm die Eigenschaften des hydraulischen Mörtels verleiht, sind hervorzuheben: die Puzzolane, die Santorinerde, der Trafs und die Schlacke.

a) Puzzolanerde ist ein vulkanischer Tuff, der in Italien an dem Abhang der Apenninenkette von Rom bis Neapel, vorzugsweise in der Gegend von Neapel (bei Pozzuoli), sich findet. Behufs Verwendung zum Mörtel wird die Puzzolane, wie alle übrigen Beimengungen pulverisiert. Ihre vortrefflichen Eigenschaften sind schon im Altertum bekannt gewesen und verwertet worden. Die italienische Puzzolane besteht nach Berthier aus 44,5 Kieselerde, 15 Tonerde, 8,8 Kalk, 4,7 Magnesia, 1,4 Kali, 4,1 Natron, 12,3 Eisen- und Titanoxyd, 9,2 Wasser.

---

[244]) Über den Wert in Deutschland hergestellten Romanzements und das nicht seltene Vorkommen dazu geeigneter Mineralien vergl. Die hydraulischen Bindemittel Deutschlands. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 509.

b) Die Santorinerde (von der Insel Santorin), ein ebenfalls vulkanisches Erzeugnis, wird am mittelländischen Meere gegraben und ohne weiteres zur Mörtelbereitung benutzt. Eine ausgedehnte Anwendung hat sie bei den Hafenbauten in Venedig und Triest gefunden. Versuche, welche mit ihr und im Vergleich zum Trafs noch in neuester Zeit in Deutschland angestellt wurden, lassen sie als dem Trafs nachstehend erscheinen.[245])

c) Der Trafs, ein vulkanisches, durch Wasser aufgeschwemmtes Konglomerat, wird in der Umgegend von Andernach im Brohltale und neuerdings auch im Moseltale bei Winningen gewonnen. Er besteht aus 57,0 Kieselerde, 16,0 Tonerde, 2,8 Kalk, 1,0 Magnesia, 7,0 Kali, 1,0 Natron, 5,6 Eisen- und Titanoxyd, 9,6 Wasser. Trafs wird mitunter wohl als Baustein, vorzugsweise aber zur Mörtelbereitung verwandt, namentlich in Deutschland und Holland. Zu diesem Zweck werden die gebrochenen Steine zerschlagen und durch Stampfen oder besser zwischen Mühlsteinen zu Pulver zerkleinert. Die nicht genügend feinen Teile werden durch Siebe entfernt, welche etwa 10 bis 12 Maschen auf die Länge eines Zentimeters haben.

Der Trafs mufs möglichst fest und hart sein, sich scharf anfühlen und frei von fremden Beimischungen an Tonschiefer und Bimsstein sein. Am festesten und für die Mörtelbereitung am besten geeignet sind die unteren Lagen. Der aus ihnen gewonnene Trafs heifst „echter Trafs“ im engeren Sinne, im Gegensatz zu den weicheren, oft mit Sand vermischten Sorten aus den oberen Lagen, dem sogenannten „wilden“ oder „Bergtrafs“.

Die Härte des Trasses ist äufserlich besser an den Steinstücken, als an dem Trafsmehl zu erkennen, weshalb häufig die Anlieferung in Stücken und die Zerkleinerung in der Nähe der Baustelle vorgeschrieben wird, wie z. B. beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.[246]) Hinsichtlich der Farbe wird in der Regel dem grauen Trafs der Vorzug gegeben vor dem braunen uud am meisten der lichtblaue geschätzt. Bei gemahlenem Trafs pflegt man die Güte wohl nach dem Niederschlage zu beurteilen, welchen er im Wasser bildet. Mit einer reichlichen Wassermenge vermischt und umgerührt, soll der Niederschlag schnell erfolgen und nicht verschiedene Schichten erkennen lassen.[247]) Auch das Gewicht des Trafsmehles steht nicht aufser Zusammenhang mit seiner Güte. Für Trafsmehl von Andernach wird in einzelnen Bedingungen vorgeschrieben, dafs das Hektoliter 101 bis 102 **kg** wiegen soll.

Alle diese Proben sind indessen unsicher, ebenso wie die Untersuchungen auf die chemische Zusammensetzung des Trafsmehles, so dafs man dazu gelangte, den Trafs nach seinem Verhalten im Mörtel selbst zu beurteilen. Dazu bereitete man kleine Mörtelmengen, liefs ihnen eine gewisse Zeit zur Erhärtung und untersuchte dann, welchen Widerstand sie dem Druck des Fingernagels oder dem Eindringen eines belasteten spitzen Gegenstandes entgegenstellten.

Die Lieferungsbedingungen der Köln-Mindener Eisenbahngesellschaft schrieben beispielsweise vor, dafs bei einer Mörtelmischung von 1 Teil Fettkalk und 2 Teilen Trafs der Mörtel binnen 48 Stunden unter Wasser so erhärtet sein solle, dafs ein zugespitzter Draht, mit einem Pfundgewicht (= $^1/_2$ **kg**) beschwert, nicht in den erhärteten Mörtel eindringe, sondern höchstens die obere Kruste zerbreche.

Bei dem im Jahre 1877 für die Harburger Hafenschleuse gelieferten Trafs wurde die Bedingung gestellt, dafs Druckproben mit Würfeln von 10 cm Seite aus der Mischung von 2 Raumteilen Trafs und

---

[245]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 446.

[246]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 484.

[247]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 293.

1 Raumteil Fettkalk (von Elze) nach vierzigtägiger Erhärtungsdauer (1 Tag in der Luft und 39 Tage im Wasser) die Festigkeit von 1700 **kg** (17 **kg** f. d. qcm) bei 15° R. Wasserwärme aufweisen sollten.[248])

Eine andere, namentlich in Holland übliche, Probe besteht darin, dafs man mit dem zu untersuchenden Trafsmörtel Kästen von 0,3 m Seitenlänge und Höhe aus hart gebrannten flachen Klinkern mauert, die dann nach 24 Stunden wasserdicht sein sollen.

Da der Trafsmörtel etwas billiger als Zementmörtel im üblichen Mischungsverhältnis von 1 : 3 ist und bei Betonschüttungen unter Wasser seines langsameren Abbindens wegen den Vorzug verdient[249]), auch weniger Schlamm absetzt, so ist eine untrügliche und einfache Prüfungsweise von grofser Wichtigkeit. Eine solche soll nun, nach den Mitteilungen des Vorstehers Gary der Abteilung für Baumaterialien an den Königl. Techn. Versuchsanstalten in Berlin[250]) in der Ermittelung des Gehaltes an hygroskopischem (mechanisch gebundenem) und Hydratwasser bestehen. Nach vielen Versuchen wird von Gary das nachstehend wiedergegebene, in Übereinkunft mit den bedeutendsten Trafs erzeugenden Firmen ausgebildete Verfahren empfohlen, das auch vom Deutschen Verbande für die Materialprüfungen der Technik angenommen wurde[251]) und nach den nachstehend unter I. bis III. niedergelegten Vorschriften sich leicht in jedem Baubureau ausführen läfst, wenn einmal die erforderlichen Vorrichtungen angeschafft worden sind.

Prüfung von Trafs auf seinen mörteltechnischen Wert.

I. Bestimmung des hygroskopischen Wassers und des Hydratwassers (Glühverlust).

Als guter Trafs ist derjenige anzusehen, der aus hydraulischen Tuffsteinen gemahlen wird. Ein kurzes Prüfungsverfahren, welches in den meisten Fällen Anhalt dafür gibt, ob Trafs aus guten hydraulischen Tuffsteinen hergestellt wurde, ist die Untersuchung auf Glühverlust. Guter Trafs soll mindestens 7 v. H. Glühverlust (Hydratwasser, chemisch gebundenes Wasser) ergeben. Trasse von $5^1/_2$ bis $7^1/_2$% Glühverlust sind zum Gebrauch zuzulassen, wenn die für die Festigkeit gestellten Bedingungen erfüllt werden.

α. Vorbereitung der Proben. Von dem zu untersuchenden Trafs wird eine Durchschnittsprobe von etwa 20 g entnommen und in einer Reibschale so weit zerkleinert, dafs alles durch ein Sieb von 5000 Maschen auf 1 qcm geht. Wird der zu untersuchende Trafs aus angelieferten ungemahlenen Tuffsteinen hergestellt, so ist darauf zu achten, dafs die aus den letzteren entnommene Probe eine möglichst richtige Durchschnittsprobe der Lieferung darstellt und dafs die entnommenen Stücke genügend durcheinander gemischt werden. Die 10 **kg** faustgrofsen Stücke sind im Mörser zu zerstofsen, bis auf dem 1-Maschensiebe kein Rückstand verbleibt. Von dem Siebgut ist nach gründlichem Durchmischen 1 **kg** zu entnehmen, welches soweit zerkleinert wird, dafs auf dem 60-Maschensiebe kein Rückstand verbleibt. Von diesem Siebgut sind 100 g fein zu reiben, bis auf dem 900-Maschensieb kein Rückstand verbleibt.

β. Ermittelung des Trockenverlustes. Um die Menge des hygroskopischen (mechanisch gebundenen) Wassers zu bestimmen, werden von der nach Vorschrift unter α. vorbereiteten Trafsmenge 10 g in einem Wiegegläschen mit eingeschliffenem Stopfen und einer Bodenfläche von mindestens 4 cm Durchmesser gefüllt. Nach Feststellung des Gesamtgewichtes wird dies Gläschen offen, mit geneigt auf die Öffnung gelegtem Stopfen in einen Trockenschrank mit Wasserumspülung gebracht und während 3 Stunden gleichmäfsig auf annähernd 98° C. erhitzt. Alsdann wird das Gefäfs mit dem warmen Stopfen verschlossen, herausgenommen und zum Abkühlen in einen Exsikkator gebracht. Die dann festgestellte

---

[248]) Vergl. Löhmann, Der rheinische Trafs, seine Gewinnung und seine Fundstätten. Deutsche Bauz. 1878, S. 273.

[249]) Vergl. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 562.

[250]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 179. — Vergl. auch Gary, Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Zementprüfungen an verschiedenen Orten. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 610.

[251]) Vergl. Gary, Die Prüfung von Trafs. Mitteil. aus den Königl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1901, S. 8 ff.

Gewichtsabnahme wird als der Gehalt des Trasses an hygroskopischem Wasser angesehen. (Für die genaue Ermittelung des chemisch gebundenen Wassers ist es notwendig, die Trocknung bei ungefähr 98° C. fortzusetzen, bis das Gewicht nicht mehr abnimmt; für die Praxis werden aber meist 3 Stunden Trockenzeit genügen, da nach dieser Zeit die Gewichtsabnahme nur noch Zehntel v. H. zu betragen pflegt, um welche sich der Glühverlust alsdann höher stellt.)

γ. Ermittelung des Glühverlustes. Um den Glühverlust zu bestimmen, werden von der nach der Vorschrift unter α. vorbereiteten Trafsprobe wiederum 10 g, die zweite Hälfte der vorbereiteten Menge in einem Platin- oder Porzellantiegel, entweder 30 Minuten über dem Gebläse, oder mindestens 40 Minuten im Hempel'schen Glühofen bis zur Rotglut erhitzt. Hierbei ist zu beachten, dafs die Anfangserwärmung des Trasses, der aufser Wasser auch Luft enthält, nur langsam gesteigert wird, so dafs erst in 5 bis 10 Minuten Rotglut eintritt, weil bei zu schneller Erhitzung das heftig austretende Wasser, sowie die eingeschlossene Luft feine Trafsteile mit sich reifsen, wodurch ein Stoffverlust entstehen würde, der fälschlich als Glühverlust angesehen werden könnte. Nach Ablauf der Glühzeit ist der Tiegel mit einer angewärmten Zange sofort zum Erkalten in einen Exsikkator zu bringen. Nach dem Erkalten wird die Gewichtsabnahme festgestellt. Zur Berechnung des Glühverlustes (Hydratwasser) mufs von dem Gewichtsverlust des geglühten Trasses der Gewichtsverlust des gleichzeitig getrockneten Trasses (das hygroskopische Wasser) in Abzug gebracht und der dann noch verbleibende Gewichtsverlust des geglühten Trasses auf die Gewichtsmenge des vorher getrockneten Trasses, also des Trasses ohne hygroskopisches Wasser, in Prozenten berechnet werden.

II. Mahlfeinheit.

Für die Prüfung auf Mahlfeinheit sollen die für die Zementprüfung üblichen Siebe von 144, 900 und 5000 Maschen auf 1 qcm benutzt werden. Für die Siebung sind je 100 g bei 98 bis 100° C. getrocknetes Pulver zu benutzen und zwar soll die Siebung auf dem feinsten Gewebe beginnen. Der darauf zurückbleibende Rest soll gewogen und auf das nächstfolgende Sieb gebracht werden u. s. w.

(Der Trafs soll so fein wie möglich gemahlen werden, da die Bindefähigkeit des Stoffes mit seiner Feinheit wächst. Zur Zeit ist es gerechtfertigt, zu fordern, dafs auf dem Siebe von 900 Maschen auf 1 qcm höchstens 25%, und auf dem Siebe von 5000 Maschen auf 1 qcm nicht mehr als 50% liegen bleiben.)

III. Nadelprobe.

Das Trafspulver ist im Anlieferungszustande zu verwenden; doch sollen die auf dem 144 Maschen-Siebe liegen bleibenden Körner ausgeschlossen werden, da sie den Nadelversuch vereiteln können. Eine Mischung von 2 Gewichtsteilen Trafs, 1 Gewichtsteil Kalkhydratpulver und 0,9 bis 1 Gewichtsteil Wasser ist bei 15 bis 18° C. anzurühren, in Hartgummidosen ohne Boden, die auf eine Glasplatte gesetzt werden, zu füllen und glatt abzustreichen. Die Dose soll sofort unter Wasser von 15 bis 18° C. gebracht und nach 2, 3, 4 und 5 Tagen im normalen Nadelapparat derartig geprüft werden, dafs festgestellt wird, mit welcher Belastung die 300 g schwere Normalnadel mit 1 qmm kreisförmigem Querschnitt den Mörtel durchdringt.

Als Kalk soll bis zur Feststellung eines Normalkalks ein möglichst reiner Marmorkalk verwandt werden. (Die Ausführung der Nadelprobe bei Luftlagerung wird empfohlen, wenn der Trafsmörtel zu Luftbauten verwandt werden soll.)

Wird der Trafsmörtel bei niederen Temperaturen verwendet, z. B. im Winter, oder für Grundbauten, so empfiehlt es sich, eine zweite Versuchsreihe bei entsprechender Temperatur auszuführen. In jedem Fall sind die Wasser- und Luftwärme anzugeben.

IV. Zug- und Druckfestigkeit.

Aus 2 Gewichtsteilen Trafs + 1 Gewichtsteil Kalkhydratpulver + 3 Gewichtsteilen „Normalsand“[252]) + 0,9 bis 1 Gewichtsteil Wasser sollen Zug- oder Druckproben in der für die Zementprüfungen üblichen Form und Gröfse mit 150 Schlägen von Böhme's Hammer eingerammt werden. Die Zugproben sind 20 Minuten nach Herstellung, die Druckproben 24 Stunden nach Herstellung aus den Formen zu nehmen.

Alle Körper sollen 24 Stunden nach der Herstellung in einem bedeckten, mit feuchter Luft erfüllten Zinkkasten aufbewahrt werden und hiernach 6 bezw. 27 Tage unter Wasser von 15 bis 18° C. weiter erhärten. Unmittelbar nach der Entnahme aus dem Wasser sind die Körper zu prüfen (zur Zeit

[252]) Über „Normalsand“ und „Normalkalk“ s. weiter unten S. 114.

ist es üblich, nach 28 Tagen wenigstens 12 kg Zugfestigkeit f. d. qcm und wenigstens 60 kg Druckfestigkeit f. d. qcm beim Kalk-Trafs-Mörtel zu verlangen. Für die Berechnung des Mittelwertes werden die 6 höchsten Zahlen aus je 10 erprobten Körpern benutzt.

Die Vorbereitung und Verarbeitung der Mörtelstoffe soll in folgender Weise geschehen:

α. Das Trafspulver ist im Anlieferungszustande zu verwenden.

β. Der Kalk ist aus reinem Luft(Fett-)kalk zu brennen (sobald ein „Normalkalk" vereinbart worden ist, soll dieser zu allen Zwecken verwendet werden). Je 5 kg des Ätzkalkes sind auf Walnufsgröfse zu zerkleinern und in Drahtsieben so lange unter Wasser von 20° C. zu halten, bis keine Blasen mehr aufsteigen; dann ist der Kalk in ein hölzernes, mit Zink ausgeschlagenes Gefäfs zu schütten, 8 Tage lang bedeckt stehen zu lassen und auf dem 120 Maschen-Siebe abzusieben. Das Grobe ist zu verwerfen.

Richtig gelöschter Kalk hat etwa 25% Wasser. Soll der Kalk für spätere Versuche aufbewahrt werden, so ist er luftdicht abzuschliefsen. (Für Laboratorien und Versuchsanstalten empfiehlt es sich, derartig vorbereiteten Kalk in luftdicht verschlossenen Gefäfsen vorrätig zu halten.)

Als Normalsand soll der für Zementprüfung übliche Sand von Freienwalde Verwendung finden.

Die Mischung des Mörtels soll in dem Normal-Mörtelmischer von Steinbrück-Schmelzer derart vorgenommen werden, dafs die in einer Schüssel trocken vorgemischten, abgewogenen Mengen von Trafs und Kalkpulver 20 Umgänge des Mörtelmischers erleiden, dann wieder in einer Schüssel mit dem Sande trocken vorgemischt und abermals während 20 Umdrehungen im Mischer bearbeitet werden, wobei das erforderliche Wasser während der ersten Schüsselumdrehung zugesetzt wird.

Bezüglich der Erwägungen, die für die Aufstellung vorstehender Bestimmungen mafsgebend, und andere Vorschläge ausschliefsend, gewesen sind, sowie bezüglich ergänzender Bemerkungen über die Ausführung der Prüfung und über die Verwendung von Puzzolan- und Kalktrafsmörtel mufs auf die in der Fufsnote 251, S. 112 genannte Quelle verwiesen werden, wo auch eine Zusammenstellung der ausgedehnten Literatur über Trafs und Puzzolane zu finden ist.

L. Bienfait und H. Baucke sollen auf Grund eingehender Versuche zu folgenden Schlufsfolgerungen gelangt sein[253]):

α. Der Nadelprobe ist nur ein geringer Wert zuzuerkennen.

β. Ein Trafs mit einem Glühverlust von $7^1/_2$% und darüber, der höchstens 30% Rückstand auf dem 900 Maschen-Siebe zurückläfst, kann als guter Trafs für den Gebrauch angesehen werden, jedoch sind, wenn möglich, Festigkeitsversuche für 28 Tage alte Proben anzustellen.

γ. Trasse mit $5^1/_2$ bis $7^1/_2$% Glühverlust können nur dann für den Gebrauch empfohlen werden, wenn die Festigkeitsversuche zufriedenstellend ausfallen; wenn irgend möglich, sind für diese Trasse auch Festigkeitsversuche mit Probekörpern von längerer Erhärtungsdauer (2 bis 3 Monate) anzustellen.

d) Normalkalk und Normalsand. Der für die Trafs- und Zementprüfungen zu verwendende „Normalsand" und der für die ersteren (s. S. 113) erforderliche „Normalkalk" sind nunmehr für Deutschland ebenfalls in ihren Eigenschaften genau festgestellt worden.

α. Normalsand. Die auf Grund eingehender Versuche zwischen dem Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten und der Königl. Versuchsanstalt in Grofs-Lichterfelde, unter Zustimmung des vorgesetzten Herrn Ministers vereinbarten Beschlüsse bezüglich des Normalsandes lauten[254]):

Der Normalsand wird, bis zur Beschaffung eines anderen, aus tertiärem Quarzsand eines bestimmten Flözes der Freienwalder Grube Hammerthal durch Waschen und Sieben gewonnen.

Er soll mindestens 99% SiO_2 und nicht mehr als 0,1% abschlämmbare Teile enthalten.

Die Körner des Sandes sollen durch kreisrunde Löcher von 1,35 mm fallen und auf kreisrunden Löchern von 0,775 mm liegen bleiben. Die Bleche der Kontrollsiebe sollen 0,25 mm dick sein. Bei der Kontrolle mit Sieben dürfen nicht mehr als 2% zu grobe und 10% zu feine Körner zugelassen werden.

---

[253]) Vergl. Deutsche Bauz. 1898, S. 535 und die dort angeführte einschlägige Literatur.

[254]) Vergl. Gary, Der deutsche Normalsand. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1903, S. 38. Über die Herstellung und Kontrolle des Normalsandes s. daselbst S. 39 ff.

Die Kontrolle geschieht durch die Königl. Versuchsanstalt zu Charlottenburg (jetzt Königl. Materialprüfungsamt zu Groſs-Lichterfelde-West). Der Sand wird in Säcken abgegeben, die mit der Plombe der Versuchsanstalt geschlossen sind.

β. Normalkalk. Laut Beschluſs der Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik zu Rübeland vom 5. Sept. 1903 wurde für den Normalkalk der Kalkstein des Bruches Christinenklippe zu Rübeland der Vereinigten Harzer Kalkindustrie zu Elbingerode als Rohstoff angenommen.[255]) Den Vertrieb übernimmt das Chemische Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW., Kruppstraſse No. 6.

Durch Erlaſs vom 19. Dez. 1903 hat das Ministerium seine Genehmigung zur Übernahme der Kontrolle des Normalkalks ebenfalls der Königl. techn. Versuchsanstalt zu Berlin in gleichem Sinne erteilt, wie dies in Bezug auf den Freienwalder Normalsand geschehen ist.

e) Die Schlacke wird als Nebenerzeugnis beim Eisenhüttenverfahren als Hochofenschlacke gewonnen. Die Hochofenschlacken sind Kalk-Tonerde-Silikate, die je nach Beschaffenheit der Erze, der Fluſsmittel und des Ofenganges in ihrer chemischen Zusammensetzung und ihrer physikalischen Beschaffenheit verschieden sind.[256]) Die Verwertbarkeit der Schlacken verschiedener Hütten zur Zementherstellung ist daher sehr ungleich. Als unumgängliches Erfordernis wird aber anerkannt, daſs die zu verarbeitende Schlacke nicht langsam an der Luft erkalten darf, sondern durch plötzliches Abschrecken in kaltem Wasser granuliert wird, da nur bei dieser die Kiesel- und Tonerde chemisch aufgeschlossen sind und mit dem zuzuschlagenden Kalk sich chemisch verbinden, worauf die hydraulischen Eigenschaften beruhen. Durch die plötzliche Abkühlung erfährt die Schlacke eine Neubildung, wie sie ähnlich in der Natur bei Entstehung des Trasses, der Puzzolan- und der Santorinerde vorgegangen zu sein scheint. Die chemische Zusammensetzung der Schlacken entspricht in ihren wesentlichen Bestandteilen derjenigen der genannten Naturerzeugnisse; meist aber erfordern die Schlacken noch Zuschläge, um ihr fehlende, für die hydraulischen Eigenschaften notwendige Bestandteile zuzuführen. Die Beschaffenheit und Menge dieser Zuschläge sind von groſser Wichtigkeit für die Erzielung einer guten Schlacke. Da auſserdem auch der Güte und dem Maſse des der Schlacke nebst Zuschlägen beizumischenden Kalkes eine besondere Bedeutung zugeschrieben wird, so war es seither nicht üblich, die Mischung auf der Baustelle vorzunehmen, wie es beim Traſs geschieht, sondern die Schlacke wurde zu Schlackenzement verarbeitet, in fertiger Mischung mit dem gelöschten Kalk, wie der Portlandzement, in den Handel gebracht und wie der letztere auf der Baustelle unmittelbar zur Mörtelbildung verwendet (s. unter 3 b).

Nach neueren Versuchen von Gary[257]) nehmen die Festigkeiten von Mischungen der Bindemittel mit Schlacke schnell ab, wenn das Gemisch längere Zeit lagert, so daſs es empfehlenswert erscheint, Mischungen mit Hochofenschlacke, wenn solche verwendet werden sollen oder können, erst unmittelbar vor dem Gebrauch auf dem Bauplatz anzufertigen.

3. Die Zemente und ihre Prüfung. Auſser dem schon erwähnten natürlichen oder Romanzement unterscheidet man den künstlichen oder Portlandzement und den, seiner schätzenswerten Eigenschaften und verhältnismäſsig billigen Herstellung wegen

---

[255]) Vergl. Gary, Normalkalk. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1903, S. 194 u. 195.

[256]) Wie aus den Verhandlungen des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten hervorgeht, ist bei einigen Hochofenschlacken nach Versuchen der Versuchsanstalt in Charlottenburg die selbständige Erhärtungsfähigkeit vorhanden, anderen fehlt diese Eigenschaft, so daſs die letzteren nicht als Zemente angesehen werden können. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 127.

[257]) Vergl. Gary, Hochofenschlacke und Portlandzement. Mitteil. aus dem Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin 1903, S. 159.

immer mehr Anerkennung findenden Schlackenzement, der auch Puzzolanzement und neuerdings Eisen-Portlandzement genannt wird.

a) Portlandzement.[258]) Mischt man die Stoffe, welche die zu einem hydraulischen Mörtel erforderlichen Bestandteile enthalten, vor dem Brennen, brennt sie dann gemeinschaftlich bis zur Sinterung und zerkleinert sie zu Pulver, so erhält man die künstlichen Zemente. Die Herstellung dieser meist unter dem Namen Portlandzement[259]) in den Handel kommenden Erzeugnisse hat in neuerer Zeit eine solche Verbreitung und Vervollkommnung erreicht, daſs sie die Anwendung des Trasses gegen früher wesentlich eingeschränkt und zugleich ein äuſserst schätzbares Material für Wassermörtel geliefert hat.

Die zur Zementherstellung verwandten Rohstoffe sind einerseits kohlensaurer Kalk, andererseits kieselreicher Ton oder Tonschiefer. Die Zemente enthalten etwa 58 bis 67% Kalkerde und 30% Tonerdesilikat, daneben verschiedene Beimischungen an Alkalien und Metalloxyden. Kalkreichere Zemente zeigen leicht Neigung zum Treiben, welche Eigenschaft auch bei den mehr als 3% Magnesia enthaltenden Zementen, oft erst nach längerer Zeit, beobachtet worden ist. Zemente mit mehr als 2% Gipszusatz hat man in Deutschland ausgeschlossen, weil auch diese nicht raumbeständig zu sein pflegen. Die vorhandene Menge der genannten drei Stoffe kann nur durch die chemische Analyse festgestellt werden.[260])

Je nach der Beschaffenheit der Rohstoffe geschieht die Mischung entweder auf trockenem oder auf nassem Wege. Erstere Art der Zubereitung wird meist bei harten Kalksteinen und Tonschiefer angewandt, letztere bei weichen Kreiden, Kalkmergeln und Wiesenkalken, unter Zusatz von im Wasser leicht trennbaren Tonen.

Bei der trockenen Aufbereitung werden die Rohstoffe unter genauer Beachtung der durch Versuche als zweckmäſsig festgestellten Mischungsverhältnisse durch Brechmaschinen, Mühlen u. s. w. in feinstes Pulver zerkleinert, durch Zusatz von Wasser knetbar gemacht, in Ziegelform gebracht und ausgetrocknet.

Bei der nassen Aufbereitung werden die Rohstoffe geschlemmt und nach Verdunstung des freien Wassers ebenfalls in Ziegelform gebracht und ausgetrocknet. Bei dieser beispielsweise von R. Dyckerhoff ausnahmslos angewandten nassen Aufbereitung kann eine bedeutend innigere und gleichmäſsigere Mischung der Rohstoffe herbeigeführt werden.

Die auf eine oder die andere Weise hergestellten Gemenge werden dann in Öfen gebrannt und später zu feinem Pulver gemahlen. Die Zemente aus Drehrohröfen zeichnen sich durch besonders hohe Festigkeit aus, die darauf zurückzuführen ist, daſs man in diesen Öfen mit sehr kalkreichen Mischungen arbeiten kann, ohne die Raumbeständigkeit zu gefährden.[261])

---

[258]) Ausführliches in: F. W. Büsing und Dr. C. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen, 3. Aufl. Berlin 1905.

[259]) Von dem Erfinder Aspdin so genannt, weil das Fabrikat Ähnlichkeit mit den auf der Insel Portland an der Südküste Englands gewonnenen und in London vielfach verwandten Bausteinen hatte. Aspdin hatte seine Stoffe bereits bis zur Sinterung gebrannt und kann deshalb als der Erfinder des Portlandzementes gelten, wenn auch seine Erzeugnisse noch von sehr wechselnder Eigenschaft waren. Das Verdienst, den Portlandzement durch Herstellung gleichmäſsiger Erzeugnisse nach bestimmten Regeln lebensfähig gemacht zu haben, gebührt dagegen D. C. Johnson (s. Beiblatt der Deutschen Bauz. 1905, Mitteil. über Zement, Beton u. s. w., No. 7, S. 28).

[260]) Vergl. Gary, Mitteil. a. d. Königl. Materialprüfungsanstalten zu Berlin 1901, S. 191.

[261]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 155.

Das fertige Erzeugnis ist ein scharfes kristallinisches Pulver von grünlich-grauer Farbe. Das schnellere oder langsamere Binden hängt von der Zusammensetzung und dem Grade des Brennens ab. Im allgemeinen gelten die zu rasch bindenden Zemente für nicht so geeignet zur Herstellung eines festen Mörtels als die langsamer bindenden.[262])

Die grofse Bedeutung, welche der Portlandzement in seiner Anwendung zu Bauzwecken gewonnen hat, hatte schon im Jahre 1878 auf Betreiben des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten zur Aufstellung und Einführung von Normen geführt, an deren Stelle durch Erlafs des preufsischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Juli 1887 die nachstehenden neuen getreten sind[263]), die durch Erlafs vom 19. Februar 1902 in der unten mitgeteilten Fassung für den Absatz VI erweitert wurden.[264])

Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement.

Begriffserklärung. Portlandzement ist ein Erzeugnis, entstanden durch Brennen einer innigen Mischung von kalk- und tonhaltigen Stoffen als wesentlichsten Bestandteilen bis zur Sinterung und darauf folgender Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit.

I. Verpackung und Gewicht. In der Regel soll Portlandzement in Normalfässern von 180 **kg** brutto und etwa 170 **kg** netto und in halben Normalfässern von 90 **kg** brutto und etwa 83 **kg** netto verpackt werden. Das Bruttogewicht soll auf den Fässern verzeichnet sein.

Wird der Zement in Fässern von anderem Gewicht oder in Säcken verlangt, so mufs das Bruttogewicht auf diesen Verpackungen ebenfalls durch deutliche Aufschrift kenntlich gemacht werden.

Streuverlust, sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2 % nicht beanstandet werden.

Die Fässer und Säcke sollen aufser der Gewichtsangabe auch die Firma oder die Fabrikmarke der betreffenden Fabrik mit deutlicher Schrift tragen.

II. Bindezeit. Je nach Art der Verwendung kann Portlandzement langsam oder rasch bindend verlangt werden. Als langsam bindend sind solche Zemente zu bezeichnen, welche erst in zwei Stunden oder in längerer Zeit abbinden.

Erläuterung zu II. Um die Bindezeit eines Zements zu ermitteln, rühre man den reinen langsam bindenden Zement 3 Minuten, den rasch bindenden 1 Minute lang mit Wasser zu einem steifen Brei an und bilde auf einer Glasplatte durch nur einmaliges Aufgeben einen etwa 1,5 cm dicken, nach den Rändern hin dünn auslaufenden Kuchen. Die zur Herstellung dieses Kuchens erforderliche Dickflüssigkeit des Zementbreies soll so beschaffen sein, dafs der mit einem Spachtel auf die Glasplatte gebrachte Brei erst durch mehrmaliges Aufstofsen der Glasplatte nach den Rändern hin ausläuft, wozu in den meisten Fällen 27 bis 30 % Anmachwasser genügen. Sobald der Kuchen soweit erstarrt ist, dafs er einem leichten Druck mit dem Fingernagel widersteht, ist der Zement als abgebunden zu betrachten.

Für genaue Ermittelung der Bindezeit und zur Feststellung des Beginnes des Abbindens, welche (da der Zement vor Beginn des Abbindens verarbeitet werden mufs) bei rasch bindenden Zementen von Wichtigkeit ist, bedient man sich einer Normalnadel von 300 g Gewicht, welche einen zylindrischen Querschnitt von 1 qmm Fläche hat und senkrecht zur Achse abgeschnitten ist. Man füllt einen auf eine Glasscheibe gesetzten Metallring von 4 cm Höhe und 8 cm lichtem Durchmesser mit dem Zementbrei von der oben angegebenen Dickflüssigkeit und bringt ihn unter die Nadel. Der Zeitpunkt, in welchem die Normalnadel den Zementkuchen nicht mehr gänzlich zu durchdringen vermag, gilt als der „Beginn des Abbindens“. Die Zeit, welche verfliefst, bis die Normalnadel auf dem erstarrten Kuchen keinen merklichen Eindruck mehr hinterläfst, ist die „Bindezeit“.

Da das Abbinden von Zement durch die Temperatur der Luft und des zur Verwendung gelangenden Wassers beeinflufst wird, insofern hohe Temperatur dasselbe beschleunigt, niedrige Temperatur es dagegen verzögert, so empfiehlt es sich, die Versuche, um übereinstimmende Ergebnisse zu erlangen, bei einer mittleren Temperatur des Wassers und der Luft von 15 bis 18° C. vorzunehmen.

Während des Abbindens darf langsam bindender Zement sich nicht wesentlich erwärmen, wogegen rasch bindende Zemente eine merkliche Wärmeerhöhung aufweisen können.

Portlandzement wird durch längeres Lagern langsamer bindend und gewinnt bei trockener, zugfreier Aufbewahrung an Bindekraft. Die noch vielfach herrschende Meinung, dafs Portlandzement bei längerem Lagern an Güte verliere, ist daher eine irrige und es sollten Vertragsbestimmungen, welche nur frische Ware vorschreiben, in Fortfall kommen.

---

[262]) Über einen Versuch, das Binden des Zementmörtels langsamer zu machen, vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 8. Vergl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 130 u. 1904, S. 155.

[263]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 189 u. 309.

[264]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 113; Deutsche Bauz. 1902, S. 590 und Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1903, S. 1.

III. Raumbeständigkeit. Portlandzement soll raumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, dafs ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Zement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtung durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

Erläuterung zu III. Zur Ausführung der Probe wird der zur Bestimmung der Bindezeit angefertigte Kuchen bei langsam bindendem Zement nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgtem Abbinden unter Wasser gelegt. Bei rasch bindendem Zement kann dies schon nach kürzerer Frist geschehen. Die Kuchen, namentlich von langsam bindendem Zement, müssen bis nach erfolgtem Abbinden vor Zugluft und Sonnenschein geschützt werden, am besten durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten oder auch unter nassen Tüchern. Es wird hierdurch die Entstehung von Schwindrissen vermieden, welche in der Regel in der Mitte des Kuchens entstehen und von Unkundigen für Treibrisse gehalten werden können.

Zeigen sich bei der Erhärtung unter Wasser Verkrümmungen oder Kantenrisse, so deutet dies unzweifelhaft „Treiben des Zementes“ an, d. h. es findet infolge einer Raumvergröfserung ein Zerklüften des Zementes unter allmählicher Lockerung des zuerst gewonnenen Zusammenhanges statt, das bis zu gänzlichem Zerfallen des Zementes führen kann.

Die Erscheinungen des Treibens zeigen sich an den Kuchen in der Regel bereits nach 3 Tagen; jedenfalls genügt eine Beobachtung bis zu 28 Tagen.

IV. Feinheit der Mahlung. Portlandzement soll so fein gemahlen sein, dafs eine Probe desselben auf einem Sieb von 900 Maschen auf den Quadratzentimeter höchstens 10% Rückstand hinterläfst. Die Drahtstärke der Siebe soll die Hälfte der Maschenweite betragen.

Begründung und Erläuterung zu IV. Zu jeder einzelnen Siebprobe sind 100 g Zement zu verwenden. Da Zement fast nur mit Sand, in vielen Fällen sogar mit hohem Sandzusatz verarbeitet wird, die Festigkeit eines Mörtels aber um so gröfser ist, je feiner der dazu verwendete Zement gemahlen war (weil dann mehr Teile des Zementes zur Wirkung kommen), so ist die feine Mahlung des Zementes von nicht zu unterschätzendem Wert. Es scheint daher angezeigt, die Feinheit des Korns durch ein feines Sieb von obiger Maschenweite einheitlich zu prüfen.

Es wäre indessen irrig, wollte man aus der feinen Mahlung allein auf die Güte eines Zementes schliefsen, da geringe weiche Zemente weit eher sehr fein gemahlen vorkommen, als gute scharf gebrannte. Letztere aber werden selbst bei gröberer Mahlung doch in der Regel eine höhere Bindekraft aufweisen als die ersteren. Soll der Zement mit Kalk gemischt verarbeitet werden, so empfiehlt es sich, hart gebrannte Zemente von einer sehr feinen Mahlung zu verwenden, deren höhere Herstellungskosten durch wesentliche Verbesserung des Mörtels ausgeglichen werden.

V. Festigkeitsproben. Die Bindekraft von Portlandzement soll durch Prüfung einer Mischung von Zement und Sand ermittelt werden. Die Prüfung soll auf Zug- und Druckfestigkeit nach einheitlicher Methode geschehen, und zwar mittels Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitt und mit gleichen Apparaten. Daneben empfiehlt es sich, auch die Festigkeit des reinen Zementes festzustellen.

Die Zerreifsungsproben sind an Probekörpern von 5 qcm Querschnitt der Bruchfläche, die Druckproben an Würfeln von 50 qcm Fläche vorzunehmen.

Begründung zu V. Da man erfahrungsgemäfs aus den mit Zement ohne Sandzusatz gewonnenen Festigkeitsergebnissen nicht einheitlich auf die Bindefähigkeit zu Sand schliefsen kann, namentlich wenn es sich um Vergleichung von Portlandzementen aus verschiedenen Fabriken handelt, so ist es geboten, die Prüfung von Portlandzement auf Bindekraft mittels Sandzusatz vorzunehmen.

Die Prüfung des Zementes ohne Sandzusatz empfiehlt sich namentlich dann, wenn es sich um den Vergleich von Portlandzementen mit gemischten Zementen und anderen hydraulischen Bindemitteln handelt, weil durch die Selbstfestigkeit die höhere Güte bezw. die besonderen Eigenschaften des Portlandzementes, welche den übrigen hydraulischen Bindemitteln abgehen, besser zum Ausdruck gelangen, als durch die Probe mit Sand.

Obgleich das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Zugfestigkeit bei den hydraulischen Bindemitteln ein verschiedenes ist, so wird doch vielfach nur die Zugfestigkeit als Wertmesser für verschiedene hydraulische Bindemittel benutzt. Dies führt jedoch zu einer unrichtigen Beurteilung der letzteren. Da ferner die Mörtel in der Praxis in erster Linie auf Druckfestigkeit in Anspruch genommen werden, so kann die mafsgebende Festigkeitsprobe nur die Druckprobe sein.

Um die erforderliche Einheitlichkeit bei den Prüfungen zu wahren, wird empfohlen, derartige Apparate und Geräte zu benutzen, wie sie bei der Königl. Prüfungsstation in Charlottenburg-Berlin (jetzt Königl. Materialprüfungsamt in Grofs-Lichterfelde) in Gebrauch sind.

VI. Zug- und Druckfestigkeit. Langsam bindender Portlandzement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand auf einen Gewichtsteil Zement nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser — eine kleinste Zugfestigkeit von 16 kg f. d. Quadratzentimeter haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg f. d. Quadratzentimeter betragen.

Bei schnell bindenden Portlandzementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere, als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit angegeben werden.

Begründung und Erläuterung zu VI. Da verschiedene Zemente hinsichtlich ihrer Bindekraft zu Sand, auf die es bei ihrer Verwendung vorzugsweise ankommt, sich sehr verschieden verhalten können, so ist

insbesondere beim Vergleich mehrerer Zemente eine Prüfung mit hohem Sandzusatz unbedingt erforderlich. Als geeignetes Verhältnis wird angenommen: 3 Gewichtsteile Sand auf 1 Gewichtsteil Zement, da mit 3 Teilen Sand der Grad der Bindefähigkeit bei verschiedenen Zementen in hinreichendem Mafse zum Ausdruck gelangt.

Zement, der eine höhere Zug- bezw. Druckfestigkeit zeigt, gestattet in vielen Fällen einen gröfseren Sandzusatz und hat, von diesem Gesichtspunkte betrachtet, sowie oft schon wegen seiner gröfseren Festigkeit bei gleichem Sandzusatz, Anrecht auf einen entsprechend höheren Preis.

Die mafsgebende Festigkeitsprobe ist die Druckprobe nach 28 Tagen, weil in kürzerer Zeit, beim Vergleich verschiedener Zemente, die Bindekraft nicht genügend zu erkennen ist. So können z. B. die Festigkeitsergebnisse verschiedener Zemente bei der 28 Tage-Probe einander gleich sein, während sich bei einer Prüfung nach 7 Tagen noch wesentliche Unterschiede zeigen.

Als Prüfungsprobe für die abgelieferte Ware dient die Zugprobe nach 28 Tagen. Will man jedoch die Prüfung schon nach 7 Tagen vornehmen, so kann dies durch eine Vorprobe geschehen, wenn man das Verhältnis der Zugfestigkeit nach 7 Tagen zur 28 Tage-Festigkeit an dem betr. Zement ermittelt hat. Auch kann diese Vorprobe mit reinem Zement ausgeführt werden, wenn man das Verhältnis der Festigkeit des reinen Zementes zur 28 Tage-Festigkeit bei 3 Teilen Sand festgestellt hat.

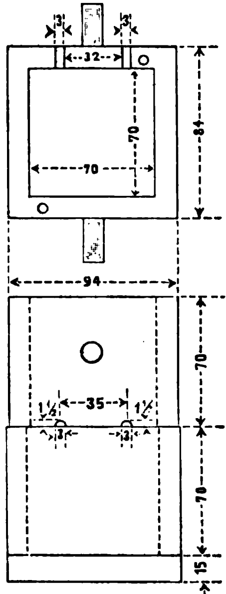
Es empfiehlt sich, überall da, wo dies zu ermöglichen ist, die Festigkeitsproben an zu diesem Zweck vorrätig angefertigten Probekörpern auf längere Zeit auszudehnen, um das Verhalten verschiedener Zemente auch bei längerer Erhärtungsdauer kennen zu lernen.

Um zu übereinstimmenden Ergebnissen zu gelangen, mufs überall Sand von gleicher Korngröfse und gleicher Beschaffenheit (Normalsand) benutzt werden.[265])

Zur Erzielung richtiger Durchschnittszahlen sind für jede Prüfung mindestens 10 Probekörper anzufertigen.

1. Herstellung des Normenmörtels (1:3) und der Probekörper für Festigkeitsversuche. α. Mischen des Mörtels. Das Mischen des Mörtels aus 1 Gewichtsteil Zement + 3 Gewichtsteilen Normalsand soll mit der Mörtelmischmaschine Bauart Steinbrück-Schmelzer[266]) wie folgt geschehen: 500 g Zement und 1500 g Normalsand werden zunächst trocken mit einem leichten Löffel in einer Schüssel eine halbe Minute lang gemischt. Dem trockenen Gemisch wird die vorher zu bestimmende Wassermenge zugesetzt. Die feuchte Masse wird abermals eine halbe Minute lang gemischt, dann in dem Mörtelmischer gleichmäfsig verteilt und durch 20 Schalenumdrehungen bearbeitet.

Abb. 131. *Druckform mit Aufsetzkasten.*



β. Bestimmung des Wasserzusatzes. Die Ermittelung des Wasserzusatzes zum Normenmörtel erfolgt unter Benutzung von Würfelformen in folgender Weise:

Trockene Mörtelgemische in oben angegebener Menge werden beim ersten Versuch mit 160 g (8 v. H.) und, wenn nötig, beim zweiten Versuch mit 200 g (10 v. H.) Wasser angemacht und im Mörtelmischer, wie vorgeschrieben, gemischt.

860 g des fertig gemischten Mörtels werden in die Druckform, deren Aufsetzkasten am unteren Rande mit zwei Nuten nach Abb. 131 versehen ist, gefüllt und im Hammerapparat von Böhme mit Festhaltung nach Martens[267]) mit 150 Schlägen eingeschlagen.

Nach dem Verhalten des Mörtels beim Einschlagen ist zu beurteilen, welcher Grenze der richtige Wasserzusatz am nächsten liegt, danach sind die Versuche mit verändertem Wasserzusatz fortzusetzen.

Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn zwischen dem 90. und 110. Schlage aus einer der beiden Nuten Zementbrei auszufliefsen beginnt.

Das Mittel aus 3 Versuchskörpern mit gleichem Wasserzusatz ist mafsgebend, und gilt sowohl für Anfertigung der Zug- als auch der Druckproben. Der Austritt des Wassers erfolgt bei noch trockenen Aufsetzkästen langsamer, als bei schon einmal benutzten, deshalb ist der Versuch bei erstmaliger Benutzung des Aufsetzkastens unsicher, die Beurteilung des Wasseranspruchs nach dem Schlammaustritt bei Zugproben ist unzuverlässig.

γ. Herstellung der Probekörper. Die Anfertigung der Probekörper aus Normenmörtel für die Zug- und Druckversuche soll, wie folgt, geschehen:

180 g des vorschriftsmäfsig gemischten Mörtels werden in die Normalzugformen und 860 g Mörtel in die Normal-Würfelformen (Druckformen) gebracht und im Hammerapparat (Bauart Böhme) mit Festhaltung (Bauart Martens) unter Anwendung von 150 Schlägen eingeschlagen.

Die aus 500 g Zement und 1500 g Normalsand angemachte Mörtelmenge reicht zur Anfertigung von zwei Zugproben und zwei Druckproben aus.

---

[265]) Die weiteren Bestimmungen über den Sand wurden hier fortgelassen, da sie nicht mehr zutreffend sind und durch diejenigen für den deutschen Normalsand ersetzt werden (s. oben unter 2. d., S. 114).

[266]) Die Apparate können durch das Chemische Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW. 5, Kruppstrafse No. 6 bezogen werden. Eine Beschreibung des Mörtelmischers der Bauart Steinbrück-Schmelzer findet sich im Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 335, eine solche der Prüfungsmaschine von Martens daselbst S. 148, und in Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1900, S. 104; 1901, S. 214.

[267]) Siehe Fufsnote 266.

Die Körper werden mit der Form auf nicht absaugender Unterlage in feucht gehaltene bedeckte Kästen gebracht und die Zugproben nach etwa einer halben Stunde, die Druckproben nach etwa zwanzig Stunden entfernt; 24 St. nach Herstellung kommen die Körper aus den Kästen unter Wasser von 15 bis 18° C., aus dem sie erst unmittelbar vor der Prüfung entnommen werden dürfen.

2. **Anfertigung der Proben aus reinem Zement.** Man ölt die Formen auf der Innenseite etwas ein und setzt sie auf eine Metall- oder Glasplatte, ohne Fliefspapier unterzulegen. Man wiegt nun 1000 g Zement ab, bringt 200 g = 200 ccm Wasser hinzu und arbeitet die Masse, am besten mit einem Pistill, 5 Minuten lang durch, füllt die Formen stark gewölbt voll und schlägt nun mittels eines eisernen Spachtels von 5 auf 8 cm Fläche, 35 cm Länge und etwa 250 g Gewicht den überstehenden Zement anfangs schwach und von der Seite her, dann immer stärker so lange in die Formen ein, bis er elastisch wird und an seiner Oberfläche sich Wasser zeigt, was etwa 1 Minute dauert. Ein nachträgliches Aufbringen und Einschlagen von Zement ist nicht statthaft, weil die Probekörper aus demselben Zement an verschiedenen Versuchsstellen gleiche Dichte erhalten sollen. Nun streicht man das die Form Überragende mit einem Messer ab und glättet mit diesem die Oberfläche. Nachdem der Zement genügend erhärtet ist, löst man die Form vorsichtig ab und setzt die Probekörper in einen mit Zink ausgeschlagenen Kasten, der mit einem Deckel versehen sein mufs, um ungleichmäfsiges Austrocknen der Proben bei verschiedenen Wärmegraden zu verhindern. 24 Stunden nach der Anfertigung werden die Probekörper unter Wasser gebracht, wobei darauf zu achten ist, dafs sie während der ganzen Erhärtungsdauer vom Wasser bedeckt bleiben.

Da beim Einschlagen des reinen Zementes Probekörper von gleicher Festigkeit erzielt werden sollen, so ist bei sehr feinem, oder bei rasch abbindendem Zement der Wasserzusatz entsprechend zu erhöhen.

Der angewandte Wasserzusatz ist bei Nennung der Festigkeitszahlen stets anzugeben.

3. **Behandlung der Proben bei der Prüfung.** Alle Proben werden sofort bei der Entnahme aus dem Wasser geprüft. Da die Zerreifsdauer von Einflufs auf das Ergebnis ist, so soll bei der Prüfung auf Zug die Zunahme der Belastung während des Zerreifsens 100 g in der Sekunde betragen. Das Mittel aus den 10 Zugproben soll als die mafsgebende Zugfestigkeit gelten.

Bei der Prüfung der Druckproben soll, um einheitliche Ergebnisse zu erzielen, der Druck stets auf 2 Seitenflächen der Würfel ausgeübt werden, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche. Das Mittel aus den 10 Proben soll als die mafsgebende Druckfestigkeit gelten.

Obgleich die Normen als Entscheidungsprobe nur eine solche mit 28 Tage alten Probekörpern vorsehen, ist es üblich geworden, bei einer vollständigen Normenprüfung die Zug- und Druckprüfung auch nach der Erhärtung von 7 Tagen auszuführen. Während ferner die Portlandzemente früher fast ausschliefslich nach der leichter auszuführenden Zugprobe beurteilt wurden, wird jetzt mit der Einführung des maschinellen Mischverfahrens der Druckprobe mit Recht ein höherer Wert beigemessen. Auch beschränkt man sich zur Feststellung der Mahlfeinheit längst nicht mehr auf das 900-Maschensieb, sondern wendet ein Sieb mit 5000 Maschen auf 1 qcm an.

Über diese und andere wichtige Fragen bei der Ausführung der Zementprüfungen, die durch das Königl. Materialprüfungsamt zu Grofs-Lichterfelde-West und durch die Ausschüsse des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten stetig weiter bearbeitet und gefördert werden, mufs auf die unten angeführten Quellen[268]), bezüglich des anzuwendenden Normalsandes auf S. 114 verwiesen werden.

Bezüglich der Abbindeversuche (s. unter II. S. 117) hat Gary[269]) nachgewiesen, dafs die Beobachtung der Wärmeänderungen an einem mit Wasser angerührten, im Abbinden begriffenen Zement zu einer zuverlässigeren Festlegung des Abbindebeginnes und der Erhärtung führt, als die von Vicat eingeführten Nadelversuche.

Trägt man nämlich die in bestimmten Zeiten am Thermometer abgelesenen Wärmeerhöhungen als Ordinaten, die zugehörigen Zeiten als Abszissen auf, so erhält man zunächst eine etwas abfallende, dann stark aufsteigende Kurve, die schliefslich wieder abfällt. Der tiefste Punkt bedeutet den Beginn des Abbindens, der höchste die sogenannte Abbindezeit.

---

[268]) Martens, Beurteilung der Festigkeitsversuche nach den Normen. Protokoll der Verhandl. des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten 1900, S. 219; Gary, Der gegenwärtige Stand der Zementprüfung in Deutschland. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1901, S. 189; vergl. auch die neueste Literatur im Literaturverzeichnis unter II. 9.

[269]) Vergl. Gary, Neue Abbindeversuche mit Portlandzement. Beilage zur Deutschen Bauz. 1905 vom 3. Mai, Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 9, S. 35.

Vergleicht man diese Ergebnisse mit denjenigen der Vicat'schen Nadel, so wird man vielfach nicht unerhebliche Abweichungen finden. Durch die Wärmekurve lassen sich in sehr klarer Weise auch die Unterschiede zwischen langsam und rasch bindenden Zementen, zwischen reinem Zement und solchem mit Sandzusatz, ferner auch die Veränderungen feststellen, denen die Abbindezeit des Zementes durch Lagerung und durch Beimischungen unterworfen ist.

b) Schlacken- oder Puzzolanzement und Eisen-Portlandzement. Die fabrikmäfsige Herstellung des Schlackenzementes wird von verschiedenen Hütten verschieden betrieben; im wesentlichen aber dürfte der Gang der Arbeiten folgender sein: Die granulierte Hochofenschlacke wird zunächst getrocknet bezw. auf stark erhitzten wagerechten Eisenplatten oder auf sich drehenden Darren gedarrt und dann fein gemahlen. Darauf werden die Zuschläge, meist Silikate sowie zu Pulver gelöschter Kalk, in den erprobten Verhältnissen zugesetzt und das Gemenge in eine Kugelmühle gebracht, um die einzelnen Bestandteile innig zu mischen und die beim ersten Mahlen abgerundeten Schlackenkörner in scharfkantige Teilchen zu zerschlagen, um dadurch ein gleichmäfsiges scharfes Pulver zu erhalten. Letzteres wird auf einem engmaschigen Siebe (5000 Maschen auf d. qcm) von nicht genügend zerkleinerten Stücken gereinigt, in Säcke oder Fässer gefüllt und so in den Handel gebracht.[270])

Wie schon oben bemerkt, eignet sich nicht jede Hochofenschlacke zur Zementerzeugung; infolge dessen sind mitunter Erzeugnisse auf den Markt gebracht worden, die den Erwartungen nicht entsprochen und zu Vorurteilen gegen Schlackenzement überhaupt geführt haben.

Eine ausführliche Abhandlung über Hochofenschlacken und Schlackenzement mit günstigen Ergebnissen findet sich in der unten angegebenen Arbeit von Prof. Tetmajer.[271])

Der Schlackenzement, welcher den eingehenden Untersuchungen des genannten Verfassers unterzogen wurde, ist der für schweizerische Verhältnisse wichtige Zement des von Roll'schen Eisenwerks Choindez bei Delsberg im Berner Jura. Der Verfasser verwahrt sich gegen die Annahme, die Eigenschaften des untersuchten Materials auf Erzeugnisse ähnlicher Art wörtlich übertragen zu wollen, obwohl zweifellos Stoffe gleicher chemisch-physikalischer Beschaffenheit unter gleichen Umständen gleiches oder doch annähernd gleiches leisten würden. Er zitiert dann folgenden von ihm früher gemachten zutreffenden Ausspruch: „Die Erfolge einiger, auf geeigneten Hochofenschlacken gegründeten und betriebenen Fabriken bringen der Industrie der Schlackenzemente selbst, sowie dem Baugewerbe insofern nicht zu unterschätzende Gefahren, als sie leicht Quelle einer Überflutung des Baumarktes mit minderwertigen Erzeugnissen werden können. An die Vertreter des Baugewerbes, die ohne Zweifel die Entwickelung einer Industrie, welche aus Abfallstoffen ein für viele Bauzwecke völlig ausreichendes, für andere sogar ein vorzüglich verwendbares und dabei wohlfeiles Bindemittel erzeugt, mit Interesse verfolgten, tritt die ernste Mahnung zur Vorsicht, sachgemäfsen Auswahl und Verarbeitung dieses Materials heran. Andererseits ist auch bei Anlage neuer Schlackenzement-Fabriken gründliche Prüfung aller einschlägigen Verhältnisse dringend zu empfehlen, wenn nachträglichen Enttäuschungen vorgebeugt werden soll. Vor allem ist dabei vor Augen zu behalten, dafs minderwertige Schlackenzemente keine Aussicht auf Prosperität haben; sie werden im besten Falle nur dazu beitragen, den guten Namen anderer Fabrikate ähnlicher Art zu untergraben."

---

[270]) Vergl. „Zur Fabrikation von Schlackenzement". Stahl und Eisen 1890, S. 523 u. 625. Granulierte Schlacke scheint zu praktischen Zwecken und zwar zur Herstellung von Mauersteinen zuerst von dem Hütten-Ingenieur F. W. Lürmann verwendet zu sein, der damit bereits im Jahre 1859 auf der Georgs-Marien-Hütte begonnen hat. Nach den genannten Quellen beansprucht der englische Ingenieur Ch. Wood zu Unrecht die Priorität für sich. Die Einführung des Schlackenzementes fällt in den Anfang der 80 er Jahre des vorigen Jahrhunderts.

[271]) „Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. 7. Heft, Resultate spezieller Untersuchungen auf dem Gebiete hydraulischer Bindemittel". Zusammengestellt von Prof. L. Tetmajer. Zürich 1894.

Wie unberechtigt aber im ganzen solche Vorurteile sind, ergibt sich aus den vielen Zeugnissen, welche über die aus geeigneten Stoffen bei sachgemäfser Verarbeitung hergestellten Erzeugnisse vorliegen.[272])

Der mit Schlacken vermischt in den Handel gebrachte Schlackenzement wurde neuerdings mit dem Namen „Eisen-Portlandzement“ belegt.[273]) Die dem Verein deutscher Eisen-Portlandzemente angehörigen Mitglieder verpflichten sich, dem von ihnen unter Benutzung von Hochofenschlacke, an Stelle von Ton, erzeugten Zement höchstens 30 vom Hundert Hochofenschlacke nachträglich beizumengen. Für einen solchen Zement wird bei der normenmäfsigen Prüfung mindestens eine Zugfestigkeit von 18 **kg** und eine Druckfestigkeit von 180 **kg** verlangt.

Ein Erlafs des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 21. November 1902 bestimmt, dafs bei Lieferung von Zementen im allgemeinen die für die einheitliche Lieferung und Prüfung aufgestellten Normen (s. S. 117) für Portlandzement gelten sollen. Andere Zemente wie: Romanzement, Puzzolanzement, Eisen-Portlandzement u. s. w. können in geeigneten Fällen nach bestem Ermessen der Baubehörde Verwendung finden. Es wird aber dann vorausgesetzt, dafs bei der Ausschreibung nicht ausdrücklich Portlandzement verlangt war und dafs besonders bei Mischzementen seitens des Anbieters genaue Angaben über die Beschaffenheit und Menge der nach dem Brennen beizumengenden Stoffe gemacht werden. Für den Fall, dafs Eisen-Portlandzement in Frage kommt, ist die Beimischung von Hochofenschlackensand höchstens bis zu 30 vom Hundert nach dem Brennen zuzugestehen. Entstehen Zweifel, ob diesen Erklärungen entsprechend geliefert wird oder besteht der Verdacht, dafs an Stelle von Portlandzement Mischzemente zur Anlieferung kommen, so ist eine Prüfung durch die Mechanisch-technische Versuchsanstalt zu veranlassen.[274])

Die Eisen-Portlandzemente scheinen weniger luftbeständig zu sein, als die reinen Portlandzemente, wenigstens bleiben sie meist bei Lufterhärtung hinter derjenigen bei Wassererhärtung zurück, während Portlandzement bei längerer Erhärtungsdauer an der Luft noch besser erhärtet, als unter Wasser.[275]) Der von Michaëlis empfohlene „Erzzement“ (zuerst von der belgischen Fabrik „North Portlandcement & Brick works“ in Beersse bei Ryckeworsel hergestellt, später von Fr. Krupp übernommen) scheint nach den bis jetzt vorliegenden Erfahrungen[276]) sich besonders gut für Bauten im Meerwasser zu eignen.

Nach Versuchen von R. Dyckerhoff erreichen Portlandzemente, die mit 30% Schlacke vermischt sind, unter Wasser sogar die Festigkeit des unvermischten Zementes, bleiben aber an der Luft verwendet wesentlich hinter den reinen Portlandzementen zurück. Sie zeigen ein ganz ähnliches Verhalten wie der Eisen-Portlandzement, dagegen bei einem Zusatz von Feinsand und Trafs dasselbe Verhalten wie reiner Portlandzement und können daher besser sein als der Eisen-Portlandzement. Danach ist das Mischen der Handelsgefahren wegen abzulehnen und an dem Grundsatz festzuhalten, dafs, wenn dem Portlandzement Zusätze gegeben werden sollen, dies auf der Baustelle zu geschehen habe.[277])

---

[272]) Siehe Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 18 und die 3. Aufl. dieses Bandes vom Handbuch, Kap. VI, Grundbau, S. 97, wo eine von der Königl. Prüfungsstation für Baumaterialien in Berlin über den Schlackenzement der Georgs-Marien-Hütte ausgestellte Ausfertigung mitgeteilt wird, die namentlich wegen der Angaben über die Raumbeständigkeit, über das Verhalten bei Frost, sowie über die Zug- und Druckfestigkeit des Zementes Beachtung verdient.

[273]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 127.

[274]) Siehe daselbst.

[275]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 155.

[276]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 445.

[277]) Vergl. Beton und Eisen 1905, S. 126.

Nach den Vorschriften des Tiefbauamtes zu Frankfurt a. M. für die Bearbeitung und Behandlung des Puzzolan- oder Schlackenzementes soll zur Mörtelbereitung möglichst wenig Wasser, nur so viel, als durchaus notwendig, verwandt werden. Nur durch wiederholtes kräftiges Durcharbeiten mache man den Mörtel geschmeidig, nie aber durch reichlichen Wasserzusatz. Jeder Wasserüberfluſs verringert die Festigkeit ganz bedeutend. Ein zu starkes Nässen, besonders durch Eimerguſs, hat ein Entmischen der Masse zur Folge, indem die feineren Zementteilchen von den Zusatzmaterialien abgespült werden und durch die Hohlräume mit dem Wasser zu Boden sinken. Die nachstehenden Mischungen nach Raumteilen sollen sich besonders gut bewährt haben:

1 Teil Zement und 1 Teil Sand für Überzüge auf Trottoirs und Böden, wasserdichten Verputz für Bassins,
1 Teil Zement und 3 Teile Sand für gewöhnliche Verputzarbeiten,
1 Teil Zement und 4 Teile Sand für gewöhnliche Maurerarbeiten[278]),
1 Teil Zement, 3 Teile Sand und 6 Teile Steinschlag oder Kiesel für alle Arten Betonarbeiten. Die Masse ist so lange einzustoſsen, bis sie beweglich wird und das Wasser schweiſsartig an die Oberfläche tritt.

Während des Abbindens muſs Beton und Mauerwerk vollständig Ruhe haben und darf weder begangen noch begossen werden. Nach dem Abbinden kann man dem Puzzolanzement gar nicht zu viel Wasser geben. Am günstigsten wirkt das vollständige Unterwassersetzen der fertigen Zementarbeit.[279])

c) Si-Stoff-Zusatz zum Portlandzement. Si-Stoff[280]) ist ein Abfallstoff der Alaunerzeugung, der entwässert, im wesentlichen aus löslicher verbindungsfähiger Kieselsäure besteht, ein lockeres Gefüge und ein sehr geringes Raumgewicht besitzt.

Als Zuschlag zu Portlandzement soll er dessen Festigkeit steigern, dem Ausschlagen und Ausschwitzen des Zementes entgegenwirken und seine Widerstandsfähigkeit gegen die zerstörende Einwirkung des Seewassers erhöhen. Diese verbessernde Wirkung soll ähnlich, wie nach Michaëlis beim Zusatz von Traſs zum Zementmörtel darin bestehen, daſs der freie, bezw. im Portlandzement bei der Erhärtung frei werdende Kalk durch die Kieselsäure des Si-Stoffes gebunden wird, also auf chemische Vorgänge zurückzuführen ist.

Durch den inzwischen verstorbenen Ingenieur H. Lusensky auf die Verwendbarkeit des Si-Stoffes aufmerksam gemacht, wurden von verschiedenen Versuchsstellen Versuche angestellt, welche den verbessernden Einfluſs des Si-Stoffes bestätigten.

Die ausgedehnten von Burchartz (1899 bis 1904) angestellten Versuche[281]) bezogen sich auf den Einfluſs des Si-Stoffes auf die Abbindezeit und auf die Verbesserungsfähigkeit von Portlandzement durch Si-Stoff-Zusatz, insbesondere im Vergleich zu gleich groſsen Zusätzen von Traſsmehl.[282])

Der von Burchartz zu den Versuchen benutzte, aus dem Handel bezogene Si-Stoff enthielt 21,6% Ton und Sand, 9,56% Kohlenstoff, 38,21% lösliche Kieselsäure, 0,28% Eisenoxyd, 4,69% Tonerde, 0,82% Kalk, Spuren von Magnesia, 0,62% Natron und Kali, 4,73% Schwefelsäure und 20,00% Wasser.

Bezüglich der Abbindezeit ergaben seine Versuche, daſs bei niedrigem Zusatz (5 bis 10%) die Abbindezeit verlängert, bei etwa 20% Zusatz die gröſste Beschleunigung

[278]) Zu sogenanntem „verlängertem Zementmörtel" für gewöhnliche Maurerarbeiten empfiehlt die Georgs-Marien-Hütte 1 Raumteil Schlackenzement, 1 Teil Kalk, 6 Teile Sand.

[279]) Siehe Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 20.

[280]) Vergl. H. Burchartz, Über den Einfluſs von Si-Stoff-Zusatz auf das Abbinden von Portlandzement. Mitteil. 1900, S. 143 und Der Einfluſs von Si-Stoff-Zusatz auf die Verbesserungsfähigkeit von Portlandzement u. s. w. Mitteil. 1904, S. 220.

[281]) Siehe Fuſsnote 280.

[282]) Der gleichfalls bei den Versuchen in Betracht gezogene Einfluſs von Zusätzen aus Infusorienerde kann hier unberücksichtigt bleiben, da diese in allen Fällen die Festigkeit verminderten.

hervorgerufen wurde und bei gröſserem Zusatz wieder eine Verlangsamung der Abbindezeit erfolgte. Dabei wurde der Erhärtungsanfang anscheinend nur in geringem Grade beeinfluſst. Er schlieſst daraus, daſs in der Hand des Kundigen der Si-Stoff vielleicht ein Mittel darbieten kann, die Abbindezeit des Zementes für den jeweiligen Verwendungszweck nach Belieben zu regeln, wie dies seitens der Zementfabrikanten bereits durch einen bestimmten Gipszusatz zum Zement zur Verzögerung des Abbindens geschieht.

Bezüglich des Einflusses auf die Erhärtung und auf die Festigkeit fand Burchartz, daſs, wenn auch keine nennenswerte Verbesserung des reinen Zementmörtels durch Si-Stoff-Zusatz, mit Ausnahme einer Festigkeitserhöhung bei Seewasserlagerung, erzielt wird, die Wirkung des Si-Stoffes doch eine derartige ist, daſs dessen Zusatz im Falle der Lufterhärtung in fetten Mischungen bis zu etwa 20% und im Falle feuchter oder völliger Wasserlagerung selbst bis zu $33^1/_3$% unbeschadet der Festigkeit erfolgen kann. Mit zunehmender Magerkeit des Mörtels nimmt der Einfluſs des Si-Stoffes, bei Lufterhärtung steigend, bei feuchter Lagerung verhältnismäſsig wenig ab. Weniger günstig als Si-Stoff wirkt in fetter Mischung das Traſsmehl, während es in magerer Mischung ebenso günstig, und zwar für alle drei Erhärtungsarten, wirkt.

4. Zuschläge zur Mörtel- und Betonbereitung. Die als Zuschläge zu den Kalk- und Zementarten für die Mörtel- bezw. Betonbereitung zu benutzenden Stoffe sind: Wasser, Sand, Kies und Steinzuschlag. Von der von ihnen verwendeten Menge und von ihrer Beschaffenheit ist die Güte des Mörtels bezw. Betons in hohem Grade abhängig.

a) Das Wasser muſs möglichst rein und frei von Salzgehalten oder von organischen Bestandteilen sein. Im allgemeinen kann das Süſswasser aus Flüssen, Seen, Bächen oder Brunnen, auch Regen- und Dünenwasser zur Mörtelbereitung benutzt werden. Die Verwendung abgeklärten und filtrierten Meerwassers kann jedoch nur bei Benutzung von Muschelkalk unter besonderen Umständen gestattet werden.

Über das Verhalten der Zemente und Traſszemente im Meerwasser werden seit 1897 von den Bauämtern an der Nord- und Ostsee, vom preuſsischen Minister der öffentlichen Arbeiten angeordnete, planmäſsig durchgeführte Versuche[283]) mit Mauerkörpern von 0,5/0,5/0,24 m Gröſse aus Klinkern und verschiedenen Mörtelmischungen angestellt, die noch nicht abgeschlossen sind, aus denen aber bis jetzt hervorgeht[284]), daſs die Mörtel aus:

1 Zement + 3 Seesand,
1 Zement + 1 Traſs + 1 Seesand,
1 Zement + 1 Kalk + 5 Seesand,

sämtlich mit Seewasser angemacht, sich bis Ende 1903 gut gehalten hatten, während die Mischungen:

1 Zement + 2 Kalk + 10 Seesand

zerfielen und diejenigen aus:

1 Traſs + 2 Kalk + 3 Seesand

weich wurden.

Im ganzen scheinen die Versuche zu bestätigen, daſs Traſszusätze zum Portlandzement diesen im Meerwasser widerstandsfähiger machen.[285])

[283]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 182.
[284]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 446.
[285]) Beton und Eisen 1905, S. 125.

Mooriges Grundwasser ist vielfach die Veranlassung, daſs Mörtel und Beton nur langsam erhärten und in den Fundamenten sogar nachträglich wieder weich werden. Daher wird nach vielseitigen bezüglichen Erfahrungen von Hoech[286]) vorgeschlagen, für jede Baustelle mit zweifelhaftem Mörtelwasser oder Grundwasser die Zementprüfung mit dem verfügbaren Mörtelwasser und durch Lagerung in dem Grundwasser der Baugrube vorzunehmen. Auf diese Weise war es vielfach möglich, unter verschiedenen Zementarten den für das zur Verfügung stehende Wasser geeignetsten Zement herauszufinden.

b) Sand. Der für die Mörtelbereitung benutzte Sand muſs grobkörnig, scharf und rein sein, d. h. frei von Pflanzenstoffen, lehmigen und tonigen Beimischungen.

Zur Feststellung der Scheidegrenze zwischen Sand und Kies hat der Ausschuſs des Deutschen Beton-Vereins das Sieb mit 7 mm Maschenweite bestimmt, so daſs alles durch ein solches Sieb hindurchfallende kleinkörnige Steinmaterial als Sand, das zurückbleibende als Kies zu bezeichnen wäre.[287])

Ziegelmehl, welches für Mörtel verwandt werden soll, muſs aus völlig durchgebrannten Ziegelsteinen hergestellt sein. Hochofenschlacken, hartgebrannte Kohlenaschen und andere erdige Rückstände aus dem Verbrennungsvorgange können als Zuschläge geeignet sein. Alle diese Erzeugnisse stehen aber im allgemeinen einem guten, scharfen Sande, namentlich reinem Quarzsande, an Wert nach.

Die Korngröſse und der Grad der Gleichmäſsigkeit des Korns, welche der Sand haben muſs, um zur Mörtelbereitung tauglich zu sein, richtet sich nach der Art des Bindemittels und nach dem Verwendungszweck des Mörtels. Zu Zementmörtel soll der Sand möglichst gleichmäſsig und nicht grob sein. Für Kalkmörtel zu Mauerwerk aus Bruchsteinen und gewöhnlichen Ziegeln ist eine Korngröſse von etwa 3 mm vorteilhaft. Sand von noch gröberem und ungleichem Korn findet in der Regel nur bei rohem Fundamentmauerwerk und Beton Verwendung.

Die zu einer bestimmten Mörtelmenge erforderlichen Mengen der einzelnen Bestandteile hängen so sehr von ihrer Beschaffenheit ab, daſs zur genauen Ermittelung in jedem besonderen Fall unmittelbar Versuche nötig werden. Zur überschläglichen Berechnung kann man annehmen, daſs der Sand zur Ausfüllung der zwischen den Körnern vorhandenen Zwischenräume im Mittel bis zur Hälfte seines Rauminhaltes an Bindemittel aufnimmt. 2 Raumteile Sand und 1 Teil Kalk oder Zement würden demnach im Mittel 2 Teile Mörtel ergeben. Werden die Bindemittel in einer gröſseren als der Hälfte des Sand-Rauminhaltes entsprechenden Menge zugesetzt, so ist angenähert um diesen Mehrbetrag die Mörtelmenge gröſser als der Rauminhalt des Sandes, so daſs z. B. 1 Teil Sand und 1 Teil Zement oder Kalk etwa $1^1/_2$ Teile Mörtel ergeben. Nicht selten wird der Rauminhalt des Mörtels geringer als der Rauminhalt des zugesetzten Sandes, was sich dadurch erklärt, daſs der Sand, namentlich wenn er trocken gewesen ist, bei der Mengung sich dichter lagert.

c) Kies und Steinzuschlag. Hinsichtlich der zur Betonbereitung zu verwendenden Steine wird häufig die Bedingung gestellt, daſs sie zur besseren Anhaftung des Mörtels von rauher Oberfläche, scharfkantig und womöglich porös sein sollen; daneben auch rein von Staub und erdigen Bestandteilen, harten Steingattungen entnommen und von solcher Gröſse, daſs sie in eine kreisrunde Öffnung von etwa 4 bis 5 cm Durchmesser

---

[286]) Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 111.

[287]) Beton und Eisen 1905, S. 72.

gerade hineinpassen. Die erstgenannten Eigenschaften werden indessen keineswegs allgemein als notwendig zur Erhaltung eines guten Betons erachtet; vielmehr werden sehr häufig die Flufskiesel ohne weiteres zur Betonbereitung benutzt. Oft vereinigt man beide Herstellungsweisen, indem man zerschlagene Steine und groben Kies mit den Mörtelstoffen mischt. In London benutzt man zur Betonbereitung den aus der Themse gebaggerten, aus kleinen und gröfseren Stücken bestehenden Kies, unter Zusatz von hydraulischem Kalk.[288])

Bei dem aus zerschlagenen Steinen (von festen Bruchsteinen oder hartgebrannten Ziegeln) und Mörtel gemischten Beton soll der Mörtel in solcher Menge vorhanden sein, dafs er die Zwischenräume zwischen den Steinstücken ausfüllt. Der dazu erforderliche Rauminhalt kann angenähert ermittelt werden, wenn man einen Kasten mit den angefeuchteten Steinen anfüllt und Wasser bis zum Rande zugiefst. Die dazu gebrauchte Wassermenge entspricht dem Rauminhalt der Zwischenräume. In der Regel rechnet man auf zwei Raumteile Steinbrocken einen Teil Mörtel. Die daraus sich ergebende Betonmasse wird, weil der Mörtel die dichte Lagerung der Steine verhindert, um etwa 8 bis 10% gröfser, als der ursprüngliche Rauminhalt der Steinbrocken. Ein Raummeter Beton erfordert also etwa 0,9 cbm Steinbrocken und 0,45 cbm Mörtel.

5. Die Erhärtung und das Verhalten des Mörtels und Betons. Das Verhalten beider hängt wesentlich von der Art ihrer Bestandteile und von dem Verhältnis der Mischung dieser Bestandteile ab, woher stets Versuche mit den zur Verwendung bestimmten, oder zur Verfügung stehenden Mörtel- bezw. Betonstoffen anzuraten sind (s. unter 6.). Nachträgliche Feststellungen der Ursachen mangelhafter Erhärtung oder schlechten Verhaltens bezw. aufgetretener Zerstörungserscheinungen sind meist schwierig, oft sogar unmöglich. Als Ursachen mangelhaften Verhaltens können angeführt werden:[289])

a) Ungünstige Eigenschaften des zur Verfügung stehenden Wassers (s. oben unter 4. a., S. 124),
b) mangelhafte Beschaffenheit der verwendeten Mörtel- bezw. Betonstoffe,
c) unrichtiges Mischungsverhältnis, d. h. zu magerer Mörtel, bezw. zu mörtelarmer Beton,
d) unsachgemäfse Herstellung und Behandlung des Mörtels bezw. Betons, z. B. zu grofser Wasserzusatz beim Anmachen, mangelhafte Aufbereitung, schlechtes Mischen oder ungenügendes Stampfen des Betons und zu späte Verwendung.

Bei Frostwetter bindet bekanntlich der Mörtel nicht ab, da das Wasser gefriert. Um den schädlichen Einflufs des Frostes zu vermindern, werden Beimischungen zum Anmachwasser empfohlen, die dessen Gefrierpunkt herabsetzen. Eine Beimengung von 1 kg wasserfreier Soda zu 12 kg Wasser soll beispielsweise das Abbinden von Zementmörtel bei — 10° bis — 15° C. ermöglichen.[290]) Auch soll Calcidum sich mit Wasser mischen und innerhalb gewisser Grenzen dem herrschenden Frost anpassen lassen. Z. B. bleibt eine Mischung von 1 Teil Calcidum auf 1 Teil Wasser bis — 20° C. frostfrei und der Mörtel soll in 2 Tagen hart abbinden, ohne durch den Frost zu leiden.[291])

---

[288]) Ein häufig dort vorkommendes Mischungsverhältnis ist das von 5 Teilen Themsekies auf 1 Teil hydraulischen Kalk.

[289]) Vergl. Gary, Mangelhafter Beton. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1900, S. 233; Burchartz, Die Ursachen mangelhaften Verhaltens von Mörtel und Beton und ihre Feststellung. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 604; K. Safs, Portlandzement im Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 608.

[290]) Le Ciment 1901, S. 131; Tonindustrie-Zeitung 1901, S. 1883; Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 124.

[291]) Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 152.

In jedem Fall ist aber Vorsicht geboten und es sind vorher entsprechende Versuche anzustellen.

Was den Beton betrifft, so sind seine Erhärtung und Festigkeit, abgesehen von den oben erwähnten Frost- und Grundwasserverhältnissen, von den Eigenschaften des angewendeten Mörtels abhängig. Im allgemeinen ergeben nach Burchartz[292]) die Betonmischungen unter gleichen Verhältnissen durchweg geringere Festigkeiten als die angewendeten Mörtelmischungen. Der Beton wird dem Mörtel in der Festigkeit nur dann nahekommen oder ihn übertreffen, wenn der Mörtel im Beton ebenso verdichtet werden kann, wie der Mörtel für sich allein. Dies ist aber nur möglich, wenn für diesen Zweck genügend Mörtel im Beton, d. h. so viel Mörtel enthalten ist, dafs nicht nur die Hohlräume des Steinschlags ausgefüllt erscheinen, sondern auch die Steinschlagstücke satt im Mörtel eingebettet sind. Als zulässige Beanspruchung soll nach den „Leitsätzen" des Deutschen Beton-Vereins (s. unter 9.) nicht mehr als $^1/_5$ der Druckfestigkeit des Betons und zwar der Würfelfestigkeit nach 28 Tagen angenommen werden. In der Regel beträgt bei Betongründungen die Druckbelastung nicht mehr als etwa 5 kg f. d qcm.

Meist ist die Erhärtung des Betons schon nach wenigen Wochen soweit vorgeschritten, dafs mit den der Betonierung folgenden Bauarbeiten vorgegangen werden kann. Auch hierüber sind Versuche anzustellen (s. unter 6.). In Prefsluft erfolgt die Erhärtung schneller, als in freier Luft. Eine Raumänderung soll in keinem Fall, oder doch nur in ganz unerheblichem Mafse eintreten.

Über die Wasserdichtigkeit verschiedener Kiesbetonmischungen, die in vielen Fällen von wesentlicher Bedeutung sein kann, wurden, gelegentlich des Baues der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffsbau in Berlin, von der Techn. Versuchsanstalt zu Charlottenburg mit gestampften Probekörpern von 7,1 cm Durchmesser und 2,3 cm Stärke, die unter feuchtem Sande erhärteten, Versuche angestellt[293]), wobei sich ergab, dafs solche aus 1 bis 1,5 Teilen Zement auf 3 bis 5 Teilen Sand oder Kiessand, mit 9 bis 12 vom Hundert Wasser angemacht, im allgemeinen gegen 2 bis 2,5 Atm. Wasserdruck dicht hielten.

Das Raumgewicht (spez. Gewicht) des Betons ändert sich hauptsächlich nach dem Gewicht der verwendeten Steine und liegt bei Benutzung zerschlagener Ziegelsteine etwa zwischen 1,5 bis 1,8, bei Natursteinen zwischen 2,0 bis 2,5 und mehr.

6. Mörtel- und Betonprüfungen während der Bauausführung. Wie mit dem zur Verfügung stehenden Anmachwasser (s. unter 4. a., S. 124) ist es notwendig, auch mit den anderen Zuschlagstoffen des Mörtels bezw. Betons Versuche anzustellen, die sich nicht blofs auf die Erhärtungsdauer, sondern auch auf die Festigkeit und zwar im wesentlichen auf die Druckfestigkeit des herzustellenden Mörtels bezw. Betons zu erstrecken haben.

Die Prüfung der Erhärtungsdauer des Mörtels kann genau nach den Normen für die Zementprüfung (s. S. 117) erfolgen. Zur Feststellung der Erhärtungsdauer des Betons genügt es, während der Betonierung oder kurz vor ihrer Vollendung, einige mit derselben Betonmasse ausgestampfte Kastenformen in das Grundwasser zu versenken, um an ihrem Inhalt den Fortgang der Erhärtung zu beobachten.

Zur Feststellung der Festigkeit müssen dagegen, ähnlich wie es die Normen für die Prüfung des Portlandzementes vorschreiben, sowohl aus dem Mörtel als auch aus der

[292]) Vergl. Burchartz, Druckfestigkeit von Beton. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten 1900, S. 233, 1901, S. 34 und 1903, S. 111.

[293]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 449.

Betonmasse Probekörper hergestellt und nach 7, 28 und mehr Tagen einer Druckprobe, am besten auf der Martens'schen Prüfungsmaschine (s. Fufsnote 266, S. 119) unterworfen werden.

Wenn auf dem Bauplatz besondere Formen zur Herstellung geeigneter Probekörper nicht zur Verfügung stehen, oder wenn die Festigkeit der in eisernen oder hölzernen Formen hergestellten, stets unter anderen Verhältnissen, als das Bauwerk selbst, entstehenden und erhärtenden Probekörper mit der Festigkeit des Betons im Bauwerk selbst verglichen werden soll, wird die Herausarbeitung geeigneter Probekörper aus dem Fundamentbeton, oder aus der Betonmauer selbst stets erforderlich werden.

Um solche Probekörper aus dem Bauwerk selbst zur Prüfung der Festigkeit herauszuarbeiten, ist es nach M. Gary[294]) besser, statt sie herauszusägen oder herauszustemmen, — wobei in letzterem Fall leicht durch entstehende Sprünge die Festigkeit der betreffenden Probekörper in nicht festzustellender Weise schädlich beeinflufst werden kann — sie in leicht herausnehmbarer Weise, während des Einstampfens des Bauwerks, durch Einlegen von Holz- oder Eisengittern in der gewünschten Form und Gröfse zu umgrenzen. Nach Versuchen von Gary liefsen sich gut geölte Drahtgewebe und geflochtene Holzgitter aus dünnen Stäben in die zu stampfende Betonmasse mit Erfolg so einlegen, dafs sie den Boden und die Seitenflächen mehrerer nebeneinander liegenden Würfelkörper von 20 cm Seitenlänge bildeten, die sich nachträglich durch Eintreiben eiserner Keile leicht herauslösen liefsen und nur geringer Nacharbeit zur Verwendung für die Druckversuche bedurften. Mit solchen, sowie mit herausgesägten und herausgestemmten Probekörpern vorgenommene Versuche ergaben, im Vergleich mit den in Formen, aber sonst unter gleichen Bedingungen hergestellten und erhärteten Probekörpern, stets geringere Festigkeiten als die letzteren. Unter den ersteren waren die herausgesägten die widerstandsfähigsten.

Bezüglich der Würfelgröfse[295]) der Versuchskörper haben umfangreiche Versuchsreihen ergeben, dafs die Druckfestigkeit mit zunehmender Würfelgröfse abnimmt und zwar bei höherem Wasserzusatz mehr, als bei niederem.[296]) Die den Normen entsprechende, auch vom Deutschen Beton-Verein (E. V.) angenommene Gröfse der Würfelformen hat eine Seitenlänge von 300 mm.

Oft können die Vorversuche nicht früh genug hergestellt werden, damit die Ergebnisse rechtzeitig vorliegen. In diesem Fall würden die Gewichte der verschiedenen Mischungen einen gewissen Anhaltspunkt bieten. Dem gröfseren Gewicht entspricht gewöhnlich nicht nur die gröfsere Menge und Dichtigkeit der Zusatzstoffe, sondern auch bei gleicher Menge des Bindemittels die vollkommenere Füllung der Hohlräume mit Mörtel.[297])

1. Um für den Bau der Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim sichere Anhaltspunkte für die Druckfestigkeit und Elastizität des aus Neckarkies und Portlandzement (s. unter 8, a. 14, S. 132) hergestellten Betons zu erhalten, wurden, im Anschlufs an frühere im Jahre 1894 ausgeführte Versuche, von der Materialprüfungsanstalt an der Königl. Techn. Hochschule zu Stuttgart eingehende Druckversuche an zylinderförmigen Betonkörpern von 1 m Länge und 25 cm Durchmesser vorgenommen, nach denen eine Druckbeanspruchung bis zu 35 kg f. d. qcm sich als zulässig

[294]) Vergl. M. Gary, Anfertigung von Beton-Probekörpern auf dem Bauplatz. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1903, S. 124.

[295]) Vergl. H. Burchartz, Druckfestigkeit von Beton und Einflufs der Körper-Würfelgröfse auf die Erhärtung bezw. Festigkeit von Zementmörtel und Beton. Mitteil. aus den Königl. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1903, S. 111.

[296]) Siehe Mitteil. über Zement, Beton und Eisenbeton, Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905, No. 13, S. 50.

[297]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 450.

ergab. Bei diesen Versuchen ist insbesondere Wert darauf gelegt worden, dafs die Belastung der Probekörper öfter wiederholt wurde.[298])

2. Für den Bau der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffsbau in Berlin wurde zu dem in die wasserfrei gehaltene Baugrube lagenweis eingebrachten Beton eine Mischung von 1 Teil Zement auf ½ Teil Kalk auf 8 Teile Sandkies verwendet. Die Aufsenseite erhielt eine 15 cm starke fettere Schicht in der Mischung von 2 Teilen Zement auf 4,5 Teilen Sandkies. Die Mischung für den magereren Beton enthielt durchschnittlich auf 1 cbm fertigen Beton: 160 kg Zement, 68 Liter Kalk und 1080 Liter Sandkies; die Mischung für den fetteren Beton: 530 kg Zement und 900 Liter Sandkies. Von beiden Mischungen wurden während der Bauausführung hergestellte Probewürfel von 20 cm Seitenlänge in der Königl. Techn. Versuchsanstalt zu Berlin zerdrückt, wobei sich die nachstehenden Festigkeiten als Durchschnittzahlen ergaben:

	nach 28 Tagen	nach 90 Tagen	nach 180 Tagen	nach 360 Tagen
1 Zement + ½ Kalk + 3 Sand + 5 Kies	33 bis 41 kg/qcm	66 kg/qcm	110 kg/qcm	—
2 Zement + 4,5 Kiessand	161 kg/qcm	—	269 kg/qcm	284 kg/qcm

Jede Versuchsreihe bestand aus 5 Probekörpern. Die Ungleichmäfsigkeit namentlich bei den Proben mit 28 Erhärtungstagen ist z. T. darauf zurückzuführen, dafs der Beton zumeist im Winter bei wechselnden Wärmegraden hergestellt und infolgedessen in den Probekörpern nicht gleichmäfsig fortschreitend erhärtet war.[299])

7. Vergleichende Mörtel- und Betonuntersuchungen. Nachdem im Jahre 1887 die preufsischen Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement (s. unter 1., S. 117) eingeführt worden waren, hatte das preufsische Ministerium der öffentlichen Arbeiten infolge eines Antrages des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten die damalige Königl. Prüfungsanstalt für Baumaterialien in Berlin beauftragt, eine Reihe vergleichender Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romanzementen in einer solchen Anordnung und zu dem Zweck auszuführen, dafs ersichtlich werde, ob die Untersuchung nach den preufsischen Normen für Portlandzement auch zur Vergleichung des letzteren mit anderen Zementen geeignet sei oder nicht. Diese Untersuchungen wurden von dem Vorsteher der genannten Anstalt, Herrn Prof. Dr. Böhme am 22. Aug. 1889 begonnen und bis Ende 1890 in der Weise fortgeführt, dafs je 3 Puzzolan- und Portlandzemente und ein Romanzement, die teils königlichen Baustellen, teils dem Handel entnommen waren, auf Siebfeinheit, Abnutzbarkeit und auf Zug- und Druckfestigkeit bei verschiedener Erhärtungszeit und in verschiedenen Mischungen mit 7 und 28 Tagen Erhärtungszeit geprüft wurden.[300])

Solche von den bestehenden deutschen und aufserdeutschen Versuchsanstalten fortgeführte vergleichende Untersuchungen haben zu einer wesentlichen Klärung der einschlägigen Fragen geführt und wurden und werden noch, besonders in Deutschland durch die Mitwirkung verschiedener technischer Vereine[301]), sowie durch die Mafsnahmen des preufsischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten wesentlich unterstützt und gefördert, indem gemeinsam einheitliche, auf Jahrzehnte ausgedehnte Arbeitspläne aufgestellt und durchgeführt wurden.

Unter diesen sind zu nennen:

1. Ein auf die Beobachtungszeit von 30 Jahren berechneter Arbeitsplan, der die bereits an kleinen Körpern durch die Versuchsanstalten ausgeführten vergleichenden Versuche über

[298]) Vergl. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1899, S. 328.

[299]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 450.

[300]) Die Ergebnisse sind im Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 539 veröffentlicht und auch in das Fortschrittsheft der Ing.-Wiss. I. 2, S. 20 ff., sowie in die 3. Aufl. des vorliegenden Kapitels (Kap. VI, Grundbau, S. 99 ff. der Abt. III vom I. Bande des Handbuchs der Ing.-Wissensch. 3. Aufl.) übernommen worden.

[301]) Hervorzuheben sind: Der Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten, der Deutsche Betonverein, der Verein deutscher Ingenieure und der Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine.

das Verhalten von Mörtel und Beton im Meerwasser, im grofsen durch die am Meer gelegenen Bauämter fortsetzen soll.[302])

2. Vergleichende Versuche über das Verhalten von Kiessorten verschiedenen Ursprungs und verschiedener Körnung in fetten und mageren Betonmischungen, bei nasser und trockener Verarbeitung.[303])
3. Vergleichende Versuche über Eisen-Portlandzement und reinen Portlandzement.[304])

Daran schliefsen sich Untersuchungen über die Wasserdichtigkeit[305]) verschieden zusammengesetzter Betonmassen von verschiedener Wandstärke und solche für die Neuregelung der Normen[306]) für Portlandzement.

Während derartige, nach einheitlichem Plan vorbereitete, im grofsen angestellte Versuche fördernd für die Wissenschaft selbst einwirken, können bisweilen auf dem Bauplatz vorgenommene vergleichende Versuche entscheidend für die Wahl der Bindemittel sowohl, als der Zuschläge werden, wenn verschiedene zur Auswahl vorhanden sind, wie dies bereits gelegentlich der Besprechung der Zuschläge (s. unter 4., a, b u. c, S. 124) hervorgehoben und in dem nachstehenden Beispiel befolgt worden ist.

Beim Bau der 2. Schleuse in Fürstenberg a. d. Oder handelte es sich für die Herstellung des Fundamentbetons um die Wahl zwischen Fürstenberger Kies oder dem auf der Baustelle vorgefundenen groben Sand oder einer Mischung beider im Verhältnis von 1 : 1 oder von 1 Teil Kies auf ½ Teil Sand.[307])

Die Korngröfse wurde durch Aussieben ermittelt. Von 5000 g Kies und 5000 g Sand blieb, den verschiedenen Sieben entsprechend, der in der Tabelle IX angegebene Rückstand.

Tabelle IX.

Rückstand von Fürstenberger Kies und Sand auf Sieben mit verschiedener Maschenweite.

No.	Siebarten		Rückstand in Gramm	
	Quadrat-Maschenweite qmm	Zahl der Maschen auf 1 qcm	Fürstenberger Kies	Baugrubensand
1	100	1	120	154
2	36	2	420	194
3	16	5	1080	490
4	6,76	9	805	544
5	5,76	14	270	304
6	3,24	20	545	814
7	1,44	36	670	1430
	Bodensatz		1090	1070
		zusammen . .	5000	5000

Sand, Kies und Mischungen aus beiden wurden im Verhältnis 1 : 4, 1 : 6 und 1 : 8 mit Groschowitzer Zement trocken gemischt. Als Wasserzusatz ergab sich für Stampfbeton $^1/_{12}$, für Gufsbeton $^1/_6$ am vorteilhaftesten. Zur Feststellung der Druckfestigkeit der verschiedenen Mischungen wurden Probewürfel von 30 cm Seitenlänge nach 28 tägiger Erhärtung mit der Martens'schen Druckpresse auf dem Bauplatz geprüft. Die Ergebnisse sind in der Tabelle X (S. 131) zusammengestellt.[308])

Danach ergab sich der am billigsten zu beschaffende Baugrubensand in der Mischung 1 : 6 als der vorteilhafteste Zuschlagstoff.

[302]) Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 130 u. 182; 1904, S. 444.

[303]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 155.

[304]) Mitteil. über Zement, Beton u. s. w., Beilage zur Deutschen Bauz. 1905, No. 13, S. 50.

[305]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 449.

[306]) Beton und Eisen 1905, S. 126. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w., Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905, No. 13, S. 50.

[307]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 450.

[308]) Daselbst S. 451.

Tabelle X. **Bruchfestigkeit von Kiesbeton verschiedener Zusammensetzung und Mischung für den Schleusenbau in Fürstenberg a. d. Oder.**

Mischungsverhältnis	Stampfbeton aus:				Gufsbeton aus:	
	Fürstenberger Kies kg/qcm	Baugrubensand kg/qcm	Kies und Sand 1:1 kg/qcm	Kies und Sand 1:0,5 kg/qcm	Fürstenberger Kies kg/qcm	Baugrubensand kg/qcm
1 : 8	14,16	48,33	41,67	28,89	14,44	—
1 : 6	36,95	61,94	42,22	37,50	15,00	18,34
1 : 4	95,83	77,5	59,45	85,83	41,67	—

8. Beispiele für Betonmischungen. Als solche mögen für Bauten in Deutschland und in angrenzenden Ländern die nachstehenden angeführt werden.

a) Zementbeton.

1. Für Betonblöcke beim Nordseekanal bei Amsterdam[309]): 1 Teil Portlandzement, 4 Teile Sand, 5 Teile grober Kies oder zerschlagene Ziegelstücke, daraus 7,7 Teile Beton.
2. Beim Neisse-Viadukt zu Görlitz: 22% Zement, 22% Sand, 56% Steinstücke.
3. Brunnengründung der Berlin-Potsdamer Bahn: 1 Teil Zement, $2^1/_2$ bis 3 Teile Sand, $5^1/_2$ bis 6 Teile Steinschlag.
4. Bei den Hellingsbauten in Kiel: Auf 100 Teile Schotter 43,6 Teile Mörtel aus 1 Teil Zement auf 1,4 Teile Sand. — Aus der bei diesem Beton (Kiel) bemerkten sehr starken Schlammbildung und Entstehung von ausgewaschenen Nestern wird geschlossen, dafs der Mörtel an sich zu fett und andererseits der Zusatz von Mörtel zum Schotter zu gering gewesen sei.[310])
5. Bei der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn (auch zu Brunnen): 1 Raumteil (Stettiner) Portlandzement, 3 Raumteile scharfer Mauersand, 5 Raumteile Steinschlag.[311])
6. Bei der Donaubrücke bei Pest 1876 (Druckluftgründung): 1 Teil Zement, $^1/_2$ Teil Sand, 4 Teile Schotter.[312])
7. Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz hat man gefunden, dafs Mischungen aus 12 Teilen Granitsteinschlag, 6 Teilen Sand, 1,5 Teilen Zement und 0,75 Teilen Kalk weniger Schlammbildung verursachten, als solche ohne Zusatz von Kalk, aber auch längere Zeit zur Erhärtung bedurften, als die mit reinem Zementmörtel.[313])
8. Beim Bau des Weichselhafens nach Garbe: Auf 1 Teil Zement 3 Teile Sand und 6 Teile Steinschlag: ausnahmsweise auf 1 Teil Zement 2,5 Teile Sand und 5 Teile Steinschlag.[314])
9. Für die Strafsburger Hafenmauern bestand der Kieszementbeton unter Wasser: aus 100 kg Wasserkalk auf 4 Hektoliter Sand und 4 Hektoliter Kies; über Wasser: aus 180 kg Zement auf 4 Hektoliter Sand und 9 Hektoliter Kies.[315])
10. Bei der Kaiser Wilhelm-Brücke über die Spree in Berlin: 1 Teil Zement und 3 Teile Sand auf 6 Teile Steinschlag.[316])
11. Bei der Donaubrücke bei Munderkingen wurde für das Gewölbe ein Beton verwendet, der aus 1 Teil Zement, 2,5 Teilen Sand und 5 Teilen Schotter gemischt war.[317])
12. Bei dem Schleusenbau am Mühlendamm in Berlin betrug die Mischung 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag für die untere Lage; für die obere Lage dagegen 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand auf 4,5 Teile Steinschlag [318])

---

[309]) Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407 und Deutsche Bauz. 1877, S. 274.
[310]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 61.
[311]) Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 45.
[312]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 43.
[313]) Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 266.
[314]) Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 233.
[315]) Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.
[316]) Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 97 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1897, S. 659.
[317]) Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547.
[318]) Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314.

13. Bei der Johannesbrücke über den Ischl-Flufs in Ischl wurde für den Beton der Widerlager 1 Teil Portlandzement auf 2 Teile Sand auf 5 Teile Schotter verwendet.[319]
14. Beim Bau der Neckarbrücke zwischen Kirchheim und Gemmrigheim[320] kam für den Grundbau ein Beton aus 1 Teil Zement und $4^1/_2$ Teilen sandigem Kies zur Verwendung, für die Gewölbe aus 1 Teil Zement, 2,5 Teilen Sand und 5 Teilen Kies.

b) Trafsbeton.

1. Nach den Angaben von Rechtern über die Trockendocksbauten bei Kiel[321] hat sich beim Beton aus Trafsmörtel weniger Schlamm abgesetzt, als bei dem aus Zementmörtel, obwohl der erstere viel langsamer bindet. Bestätigt wurde diese Beobachtung noch dadurch, dafs sich beim trockengelegten Zementbeton über der fest gewordenen Masse viele lose Steine, die vollständig des Mörtels beraubt waren, vorfanden, während beim Trafsbeton selbst die obersten Steine angebunden hatten. Der zum Beton benutzte Trafsmörtel ist hier aus $1^1/_2$ Teilen Trafs, 1 Teil Kalk und $^1/_2$ Teil Sand gemengt; später aus 1 Teil Trafs, 1 Teil Kalk, 1 Teil Sand und zur Betonbereitung sind dann auf 100 Teile Schotter 50 Teile Mörtel gerechnet worden.
2. Bei dem Schleusenbau in Geestemünde zu 100 Teilen Beton: 90 Teile Steinschlag, 44 Teile Mörtel aus Trafs, Kalk und Sand zu gleichen Teilen.
3. Bei der Ruhrbrücke bei Düssern zu 1 cbm Beton: 0,45 cbm Steinschlag, 0,405 cbm Kies, 0,54 cbm Mörtel (aus Kalkpulver, Trafs und Sand zu gleichen Teilen).[322]
4. Bei der Rheinbrücke bei Wesel zu 1 cbm Beton: 0,75 cbm Steinschlag, 0,19 cbm Kies, 0,456 cbm Mörtel aus 1 Teil Kalkmehl, 1 Teil Trafs, $1^1/_2$ Teilen Sand.
5. Bei der Kinzigbrücke bei Offenburg: 3 Teile Kalk, 1 Teil Trafs, 5 Teile Sand, 16 Teile Schotter, daraus 18 Teile Beton.
6. Bei der neuen Kaimauer zu Antwerpen: 3 Teile Kalk von Tournai, 1 Teil Sand, 2 Teile Trafs, 3 Teile Steinschlag, 3 Teile Ziegelbrocken.[323]
7. Bei den Bremer neuen Hafenanlagen wurden 2 Teile Schotter auf 1 Teil Mörtel genommen, dabei hatte der Mörtel die Mischung: 1 Teil Trafsmehl, 1 Teil hydraulischen Staubkalk und 1 Teil Sand.[324]
8. Bei der Hamburger Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bestand der Trafsbeton aus 1 Raumteil Trafs, 1 Teil Wasserkalk, 1 Teil Sand und 4 Teilen Schotter. Der tatsächliche Verbrauch für 1 cbm fertigen Betons betrug: 1,95 Hektoliter Trafs, 1,05 Hektoliter ungelöschten Kalk, 0,21 cbm Sand und 0,9 cbm Steinschotter.[325]
9. Beim Bau einer Ufermauer bei Holtenau (Kaiser Wilhelm-Kanal) bestand der Trafsbeton aus 9 Raumteilen Grand auf 5 Teile Trafsmörtel, der im Verhältnis von 1 Teil Trafs auf $^2/_3$ Teile Kalk auf 1 Teil Sand gemischt war.[326] An anderen Stellen des Kanalbaues wurden 9 Teile Grand auf 6 Teile Trafsmörtel gewählt.
10. Für die Grundbauten der Johannesbrücke über den Ischl-Flufs bei Ischl wurde aufser für die Widerlager (s. oben u. Fufsnote 319) ein Beton aus 2 Teilen Kufsteiner hydraulischem Kalk und 5 Teilen Schotter verwendet.

c) Schlackenbeton.

Aus einer Reihe von gegen 40 von Prof. Tetmajer beschriebenen Bauausführungen in Schlackenzement des Eisenwerkes Choindez seien die nachstehenden herausgegriffen[327]):

1. Uferstützmauer längs der Dünnern bei Balsthal (1884): Schlackenzementbeton aus 1 Raumteil Zement, 5 bis 6 Raumteilen Sand und Geschiebe des Flufsbettes. Beton in die

[319]) Allg. Bauz. 1899, S. 23.

[320]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 328 u. 345.

[321]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 504.

[322]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592.

[323]) Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 247.

[324]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.

[325]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 348.

[326]) Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 578.

[327]) Vergl. Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. 7. Heft. Resultate spezieller Untersuchungen auf dem Gebiete hydraulischer Bindemittel von Prof. L. Tetmajer. Zürich 1894.

Fundamentgruben eingestampft, für die aufgehende Mauer in 0,6 m hohen Schichten als Rammbeton verwandt.

2. Fundamente der Strafsenbrücke über die Aare bei Büren (1884): Schlackenzementbeton aus 1 Teil Zement, 6 Teilen Sand und Kies, mit Senkkasten versenkt.
3. Fundamente des Schleusenwehres am Zihlkanal bei Nidau (1886): Schlackenzementbeton aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 3,5 Teilen Geschiebekies, mit Trichter versenkt.
4. Fundamente eines Fufsgängerdurchlasses in Winterthur (1886): Schlackenzementbeton aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 6 Teilen Flufskies, eingestampft.
5. Fundamente des Theaterbaues in Zürich (1891/92): Schlackenzementbeton aus 1 Teil Zement und 10 Teilen Seeschotter mit einem Verhältnis von Sand zu Kies = 1 : 4.
6. Wehrbau am oberen Limmat-Mühlsteg in Zürich (1891): Schlackenzementbeton aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Kies.

9. Herstellung ganzer Bauwerke aus Beton und Eisenbeton. Wenn auch die Herstellung ganzer Bauwerke aus Beton und Eisenbeton über den Rahmen des Grundbaues als solchen hinausgeht, ist es, wegen der bestehenden Wechselbeziehungen und wegen der grofsen Bedeutung, die der Beton- und Eisenbeton-Bau in seiner Übertragung auf den Grundbau in der Neuzeit gewonnen hat, doch erforderlich, hier wenigstens kurz auf die neuesten Bestrebungen in dieser Richtung hinzuweisen, die durch die Arbeiten des „Deutschen Beton-Vereins (E. V.)“ unter Mitwirkung von Vertretern der Ministerien und Versuchsanstalten deutscher Bundesstaaten, sowie anderer Sachverständigen zunächst einen Abschlufs in der Aufstellung und Herausgabe von „Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, Februar 1905“ gefunden haben, während vorher schon, unter Mitwirkung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, die Herausgabe der „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, Berlin 1904“ erfolgt war.[328])

Wie im Eingang der Erläuterungen zu den Leitsätzen mitgeteilt wird, entspricht ihr Inhalt den auf dem Gebiete des Betonbaues (auch auf Gufs- und Füllbeton finden sie bis zu einem gewissen Grade Anwendung) bisher gesammelten Erfahrungen. Wo es sich um Regeln handelt, die in allen Fällen zutreffen und eingehalten werden können, sind diese in bindender Form gegeben, wo jedoch bei der Sonderart des Gegenstandes dem sachverständigen Ermessen der Behörden, Beamten und Ausführenden ein gewisser Spielraum belassen werden mufs, ist die Form von Anleitungen gewählt worden. In einem Anhang werden auch die vorläufigen Bestimmungen für die Herstellung, Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper und der mit ihnen vorzunehmenden Druckproben behandelt, die sich im wesentlichen den „Normen“ für Portlandzement (s. unter 3., S. 117) anschliefsen.

In den „Leitsätzen für Eisenbetonbauten“ kommen in ähnlicher Weise die einschlägigen Fragen zur Behandlung, wobei in einem Anhang die anzuwendenden statischen Berechnungsweisen mitgeteilt werden.

Die Güte und Dauerhaftigkeit sowohl der Beton-, als auch der Eisenbetonbauten hängt wesentlich von der zuverlässigen und sachgemäfsen Ausführung selbst ab und die beste Gewähr hierfür bietet die Leitung durch einen im Betonbau erfahrenen und bewährten Sachverständigen. Wo der Unternehmer eine solche Fähigkeit nicht nachweisen kann, ist jedenfalls besondere Aufmerksamkeit bei der Überwachung und Prüfung erforderlich.

---

[328]) Beide Veröffentlichungen sind zum Preise von je 35 Pf. ausschliefslich Porto von der Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins, Biebrich a. Rh., zu beziehen. Von einem vollständigen Abdruck derselben mufste aus Raummangel abgesehen werden. Im § 18 wurden an geeigneten Stellen einige der wichtigsten Regeln im Wortlaut wiedergegeben (s. § 18 unter 1., S. 135 u. unter 3., S. 147) bezw. auf solche verwiesen.

In England wurde schon seit langer Zeit die Ausführung ganzer Bauwerke aus Beton, insbesondere von Wellenbrechern, Hafendämmen und Kaimauern geübt. Sie wurde begünstigt durch die Güte und Billigkeit der englischen Zemente, durch die leichte Beschaffung der Zuschlagmaterialien, namentlich da, wo statt geschlagener Steine Flufs- und Meerkies, der ohne weiteres zur Betonbereitung benutzt werden kann, zur Verfügung steht, endlich durch die Höhe des Arbeitslohnes. In Amerika und Deutschland hat in neuerer Zeit der Beton- und Eisenbetonbau, namentlich für Brückenausführungen, aber auch für sonstige Bauten (Häuser, Türme, Schornsteine u. s. w.) eine grofse Ausdehnung gewonnen. Das Material wird dabei meist als Stampfbeton in dünnen Lagen eingebracht (vergl. § 18 und 29, sowie das Literaturverzeichnis unter II. 15).

Bei Ausführung sichtbar bleibender Wandteile hatte sich häufig der Übelstand gezeigt, dafs die in den Aufsenflächen befindlichen Kiesel, an deren glatten Flächen der Mörtel nicht genügend haftet, leicht herausfallen, so dafs die Wandfläche bald einen unschönen Anblick bietet. Um dem vorzubeugen, werden die Betonwände in neuerer Zeit vielfach mit einem widerstandsfähigeren Material, namentlich mit hart gebrannten Ziegelsteinen verkleidet, oder es wird für die Ansichtsflächen ein wenig grober, oft sogar ein gefärbter Zement verwendet, wobei das Verkleiden sowohl, wie die Anbringung der feinkörnigeren Betonmischung stetig im Zusammenhange mit der Betonhinterfüllung ausgeführt wird.

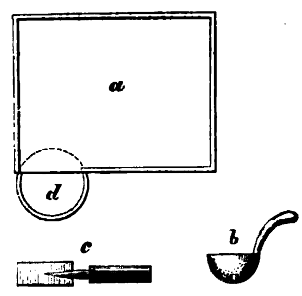
So wurden beispielsweise bei der Kanalisierung der Oder[329]) im Jahre 1895 Versuche gemacht, ganze Bauwerke in Stampfbeton ohne Mauersteinverblendung herzustellen und zwar bei zwei Bauwerken des Vogtsdorf-Halbendörfer Entwässerungsgrabens. Für die Hinterfüllung bestand der Stampfbeton aus 1 Teil Zement, 1 Teil Kies und 7 Teilen Sand, für die Aufsenflächen dagegen aus 1 Teil Zement und 8 Teilen Mauersand; diese letztere Mischung wurde in etwa 25 cm Stärke an die Verschalung angestampft und dahinter sogleich der Beton für die Hinterfüllung eingebracht.

§ 18. Bereitung und Versenkung des Betons. Kosten.

1. **Die Betonbereitung** geschieht entweder, indem man zunächst den Mörtel für sich fertig stellt und dann mit den Steinstücken mengt, oder indem man die Mörtelbestandteile trocken mischt, den angenetzten Zuschlag zusetzt und dann unter Wasserzusatz weiter mischt oder endlich, indem sämtliche Betonbestandteile gleichzeitig und gemeinschaftlich verarbeitet werden. Die zweite Art der Herstellungsweise wird neuerdings von den „Leitsätzen“ (s. Fufsnote 336, S. 135) vorgeschrieben. Die Mischung wird dabei entweder durch Handarbeit bewirkt[330]) oder in Maschinen.

Eine ganz besondere Aufmerksamkeit, mehr als sie gewöhnlich aufgewandt wird, erheischt bei der zuerst genannten Art der Herstellungsweise die Bereitung der Zementmörtel. Es ist wichtig, dafs die Mengung der Teile eine möglichst innige werde und in nicht gröfseren Mengen geschehe, als in kurzer Zeit, ehe das Binden des Zementes eintritt, verwendet werden können. In Frankreich wird bei geringen Verbrauchsmassen der Zement wohl an kleinen Tischen *a* (s. Abb. 132) von etwa 1 m Länge und 0,80 m Breite von je einem Arbeiter angemengt, der mit einem Hohlmafs *b* den Zement und Sand in kleinen Mengen nach vorgeschriebenem Verhältnisse ausbreitet, das erforderliche Wasser zusetzt und die Teile mit einem der Mauerkelle ähnlichen Werkzeug *c* energisch durcheinander arbeitet. Der so gemischte Mörtel wird dann an die eine Ecke des Tisches geschoben, von wo er in einen untergestellten Eimer *d* fällt und mit diesem von einem Burschen fortgetragen wird.

Abb. 132. *Tisch und Geräte zur Zementmörtelbereitung.*



Mörtelmaschinen können, ähnlich den bei der Tonzubereitung angewandten Mühlen, aus einer lotrecht stehenden Trommel bestehen, in welcher sich eine Welle mit daran

[329]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 492.

[330]) Bei dem Schleusenbau in Geestemünde haben 6 Arbeiter in 12 Stunden mit der Hand durchschnittlich 11 cbm Mörtel bereitet. Bei 3 M. Tagelohn berechnet sich danach die Zubereitung f. d. cbm zu 1,64 M.

befestigten Messern bewegt[331]); ferner aus schwach gegen die Wagerechte geneigten Mengtrommeln; dann als Rechenmaschinen, welche mit Rechen, die, um eine lotrechte Achse bewegt, den Mörtel in einer wagerechten Pfanne verarbeiten[332]), und endlich als Mahlgänge sogenannte Kollergänge, bei denen statt der Rechen um wagerechte Achsen bewegliche Mühlsteine oder Räder angewandt werden, welche gleichzeitig durch Druck wirken und, indem sie die weichen Kalkteile in die Zwischenräume zwischen die Sandkörner quetschen, eine innige Vermengung der Teile bewirken.[333])

Die nach dieser Anordnung beim Bau der Weseler Rheinbrücke angewandten Maschinen haben jede bei 14 stündiger Arbeitszeit in 9 Gängen zu je 1,8 cbm = 16 cbm Mörtel geliefert.

	M.	Pf.
Die Handarbeit zum Herbeischaffen der Materialien, Bestandteile zum Kalklöschen u. s. w. hat f. d. cbm Mörtel gekostet	—	94
Die täglichen Betriebskosten der Maschinen (ohne Ausbesserungen und ohne Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals) f. d. cbm Mörtel . . .	—	66
zusammen . .	1	60

Nach Mitteilungen von Sympher über Erfahrungen der Bauverwaltung am Kaiser Wilhelm-Kanal (Nord-Ostsee-Kanal) hatte sich die Herstellung des Trafsmörtels, ohne vorheriges Mahlen der Tuffsteine, bei Anwendung eines Kollerganges so bewährt, dafs man auch für den Zementkalkmörtel 1 : 1 : 6 und 1 : 1/2 : 4 und später auch für den Zementmörtel den Kollergang benutzte. Die Mörtel wurden viel geschmeidiger und die Zugfestigkeitsproben ergaben gröfsere Festigkeit, als bei dem in gewöhnlicher Weise gemischten Mörtel.[334]) Diese Beobachtungen wurden durch das Verfahren zur Bearbeitung des Zementmörtels von O. Böklen (D. R. P. No. 66415), der ebenfalls den Kollergang benutzt, bestätigt.[335])

Zur Bereitung des Betons aus dem vorher gemischten Mörtel und den Steinbrocken wird vielfach Handarbeit angewendet und es wurde dieser von vielen Ingenieuren der Vorzug vor der Mischung in Betonmaschinen gegeben, während es sich neuerdings herausgestellt hat, dafs der Maschinenbeton dem Handbeton bei sonst gleichen Bedingungen stets überlegen ist.[336]) Der Vorgang ist bei der Handmischung der, dafs auf einem ebenen, schwer absaugenden, festen Dielenboden die Betonstoffe in dem vorgeschriebenen Verhältnisse in nicht zu grofsen Mengen (etwa für 1/2 cbm Beton) aufgeschichtet und mit Schaufeln unter Wasserzusatz bearbeitet werden. Die „Leitsätze“ schreiben darüber vor, dafs zunächst der Sand bezw. Kiessand mit dem Zement trocken zu mischen sind, bis sie ein gleichfarbiges Gemenge geben, dann erst ist der angenetzte Zuschlag (Kies, Steinschlag) zuzusetzen und das Gemenge mit dem zugegebenen Wasser so lange weiter zu mischen, bis eine gleichmäfsig feuchte Masse entsteht.

Von den statt dieser einfachen Handarbeit angewandten Vorrichtungen und Maschinen sind die sogenannten Fallwerke und die Betonmühlen zu erwähnen. Bei den letzteren wird das Gemenge zunächst trocken (je nach der Art der Maschine 1/2 bis 1 Minute) und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz so lange noch weiter gemischt, bis eine durchaus innig gemischte, gleichmäfsig feuchte Masse entsteht (siehe

[331]) Über eine bei der Fuldabrücke zu Kragenhof angewandte Mörtelmühle und deren Leistung vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 190. Kosten der Bereitung f. d. cbm Mörtel 1,63 M.

[332]) Beim Bau der Schleuse des Berlin-Spandauer Schiffahrtskanales ist mit einer durch 1 Pferd getriebenen Maschine der Mörtel für 80 bis 100 Maurer geliefert worden. Ihr Preis hat sich auf etwa 300 M. gestellt. Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 192.

[333]) Über die bei der Ruhrbrücke bei Düssern angewandte Mörtelmaschine siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592. Vergl. auch den Aufsatz: „Einiges über Mörtelmaschinen“ im Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 299.

[334]) Mörtelbereitung im Kollergang. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 237.

[335]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 76.

[336]) Siehe „Leitsätze“ f. d. Vorbereitung u. s. w. von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein (E. V.), Februar 1905, S. 12.

„Leitsätze" S. 12). Sowohl beim Handbeton, als beim Maschinenbeton kann die Mischdauer dann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig mit innig gemischtem Mörtel behaftet sind.

Die Fallwerke bestehen aus hölzernen Gerüsten, welche schräg gestellte, abwechselnd nach links und rechts geneigte Brettwände in verschiedenen Abteilungen übereinander und in solcher Anordnung tragen, dafs die Betonbestandteile oben eingebracht, von der höchst gelegenen Bretterwand auf die nächstfolgende, von hier auf die dritte u. s. f. fallen bezw. rollen und fertig gemischt unten ankommen.[337]) Wie sofort zu ersehen, erfordern diese Vorrichtungen eine nicht unbedeutende Höhe und sind dadurch in ihrer Anwendung beschränkt.

Die oberste Abteilung des Fallwerkes ist durch eine Klappe verschliefsbar, die erst geöffnet wird, nachdem eine bestimmte Menge von Bestandteilen in richtigem Mischungsverhältnis eingefüllt ist.

Die Betonmühlen bestehen, wie Mörteltrommeln, meist aus schwach geneigten hohlen Zylindern, die langsam gedreht werden und dabei die an dem einen Ende eingeschütteten Materialien derartig vermengen, dafs sie am anderen Ende als fertiger Beton erscheinen und von hier aus gleich in die zur Weiterführung dienenden Gefäfse fallen.

Beim Bau der Theifsbrücke in Szegedin sind mit einer Trommel von 3,8 m Länge, 1,25 m Durchmesser und $^1/_{18}$ Neigung gegen die Wagerechte, welche 15 bis 20 Umdrehungen in der Minute machte, in 10 Stunden 80 bis 100 cbm Beton bereitet worden.[338])

Bei der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg betrug die tägliche Leistung der Betonmühle, welcher gleichzeitig die Materialien im richtigen Mischungsverhältnis zugeführt wurden, 102 cbm.[339])

Beim Bau der Schleuse in Brunsbüttel wurde der fertige Mörtel und der gewaschene Schotter im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis von einer Bühne aus in Trichter eingeschaufelt, gelangte in die von einer 25pferdigen Dampfmaschine gemeinschaftlich bewegten Trommeln, von denen 8 nebeneinander lagen und fiel dann als Beton in die Muldenkipper.[340])

Mitunter ordnet man zwei Mengtrommeln an, eine höher gelegene zur Bereitung des Mörtels und eine tiefer liegende zur Mischung des Mörtels mit den Steinen, wie dies z. B. bei den Hellingsbauten in Kiel der Fall war.[341])

Beim Bau der Mole am Aufsenhafen in Holtenau wurde das Mörtel- und Betonwerk von einer Lokomobile getrieben. Die Mörtelmulde und die Betontrommel lagen zwar annähernd in derselben Höhe, jedoch wurde der fertig gestellte Mörtel durch ein Becherwerk gehoben und in den Zuführungstrichter der Betontrommel gestürzt. Unterdessen wurde abwechselnd aus zwei, durch Schieber nach dem Trichter zu sich öffnenden Behältern, zu beiden Seiten des Trichters, der Schotter eingeschüttet, so dafs während der eine Schotterbehälter geleert, der andere wieder gefüllt wurde und die Bestandteile stets im richtigen Mischungsverhältnis in die Trommel gelangten.[342])

Auch kommen Trommeln vor, die nicht, wie die erwähnten, fortlaufend arbeiten, sondern, mit einer bestimmten Materialienmenge angefüllt, geschlossen und erst nach Fertigstellung des Betons durch Öffnen von Klappen, durch Kippen oder in ähnlicher Weise geleert werden.

Beim Bau des Nordseekanals bei Amsterdam kamen Betontrommeln mit diagonaler Achse zur Anwendung, deren jede 1 cbm Betonbestandteile fafste.[343])

---

[337]) In Geestemünde wurden mit solchen Fallwerken in der Stunde etwa 9 bis 10 cbm Beton bereitet.

[338]) Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 664.

[339]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 351.

[340]) Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435.

[341]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 59.

[342]) Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 579.

[343]) Vergl. Deutsche Bauz. 1870, S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407.

Die zur Betonbereitung für die Donaubrücke bei Munderkingen benutzte, von der Maschinenfabrik Geislingen in Geislingen gebaute und von einer Lokomobile betriebene Mischtrommel (D. R. G. M. No. 21257), besteht (s. Abb. 133 u. 134) aus einem um eine wagerechte Achse drehbaren Eisenblechzylinder von 1,5 m Durchmesser und 1 m Länge. In dem Zylinder befinden sich 40 Stahlkugeln von 12 cm Durchmesser und etwa 300 kg Gewicht. An dem Umfang der Mischtrommel ist auf etwa 50 cm Länge ein dem Blechmantel entsprechend gebogener Rost angebracht, dessen Stäbe nur 11 cm lichten Abstand haben, so dafs zwar die Betonbestandteile mittels eines Fülltrichters durch den Rost in die Trommel zu fallen vermögen, die Stahlkugeln jedoch nicht durchfallen können. Der Rost wird nach Füllung der Trommel mittels einer Blechkappe verschlossen und die Trommel durch eine mindestens sechspferdige Maschine in Bewegung gesetzt. Die trockene Mischungdauert etwa 2 Minuten. Darauf wird durch die hohle Drehachse auf der einen Seite der Trommel von einem oberhalb derselben befindlichen Gefäfs aus Wasser in die Trommel gespritzt. Die Menge des zuzuführenden Wassers kann durch einen Schwimmer mit Wasserstandszeiger geregelt werden. Nach 3 Minuten weiterer Drehung der Trommel ist die Betonmischung fertig. Die Bewegung wird gebremst, und sobald der Rost nach unten gerichtet ist, fällt der fertige Beton nach Öffnung der Klappe in das untenstehende Fördergefäfs. In 10stündiger Arbeit können 36 cbm fertigen Betons angefertigt werden. Die Wirkung der Maschine besteht darin, dafs der Zement kräftig an die Flächen der übrigen Materialien angedrückt und fein und gleichmäfsig verteilt wird, ohne dafs Schotter, Kies und Sand weiter zerkleinert werden.[344])

Abb. 133 u. 134. *Mischtrommel zur Betonbereitung.*

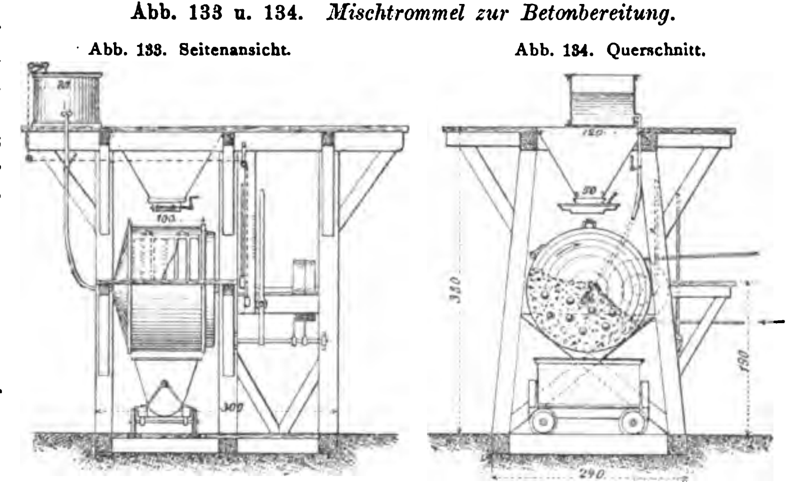


Abb. 133. Seitenansicht. Abb. 134. Querschnitt.

Wie sehr es, namentlich bei beschränktem Raum, auf eine geschickte Anordnung und Aufstellung der maschinellen Einrichtungen ankommt, zeigt die Gründung des rechtsuferigen Hauptpfeilers der Kornhaus-Brücke zu Bern, die in Beton auf einem vorher geschlagenen Pfahlrost erfolgte.

Wie Ingenieur P. Simons mitteilt[345]), waren in der Nähe der Baustelle nur unzureichende Lagerplätze für Kies und Sand, die gesondert gelagert und gewaschen werden mufsten, vorhanden. Infolge dessen entschlofs man sich, das fast vollendete Hochgerüst der grofsen Öffnung, auf welchem man fast wagerecht über die Aare gelangen konnte, zu benutzen, die Sandvorräte auf dem Kornhausplatz zu lagern und auch den Mörtel gleich dort anzufertigen, während der Kies auf dem Vorlande zwischen Aare und dem Pfeiler angehäuft wurde. Nun wurde über dem Bauplatz eine Senk- und Aufzugsvorrichtung angelegt mit einer oberen, einer unteren und einer mittleren Station. Erstere befand sich über der Fahrbahn des Hochgerüstes. Hier waren an der gleichen auf einem Bockgestell gelagerten Welle vier Trommeln angebracht, zwei grofse für den in Wagen ankommenden und zu senkenden Mörtel, zwei kleinere für den zu hebenden Kies. An jeder Trommel war ein Drahtseil befestigt, an welchem ein entsprechendes Fördergefäfs hing. Die mittlere Station lag auf etwa ein Drittel der Höhe zwischen der unteren und oberen, und dieser Höhe entsprach das Übersetzungsverhältnis der Trommeln. Im Zustand der Ruhe war die Stellung der 4 Fördergefäfse folgende: ein Kiesgefäfs an der unteren, ein Kies- und ein Mörtelgefäfs an der mittleren, ein Mörtelgefäfs an der oberen Station. Nachdem nun

[344]) Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1536. Über die Prüfungsergebnisse über Beton- und Sandsteinwürfel vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 543; vergl. auch: Die Betonmischanlage für den Schleusenbau in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435.

[345]) Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 101.

oben und unten die Füllung der Gefäfse erfolgt war, hob man oben die Bremsen, welche die Trommelwelle feststellten, und das niedergehende Mörtelgefäfs zog das untere Kiesgefäfs bis zur mittleren Station in die Höhe. Hier stellten sich beide Gefäfse über einem Rollwagen ein, in welchen man ihren Inhalt, der die richtige Mischung für den Beton ergab, entleerte. Während dieser Zeit wurden die gleichzeitig nach oben bezw. nach unten zurückgekehrten zwei anderen Gefäfse gefüllt u. s. w.

Die Mittelstation lag 12,5 m über der Fundamentsohle und hatte Gleise, auf welchen die Rollwagen bis über den Schütttrichter fuhren und sich in diesen entleerten, der den Beton dann an 4 Stellen der Baugrube leitete. Die vollständige Vermischung von Kies und Mörtel erfolgte durch das Hinunterstürzen der Masse in den Schütttrichter, sowie durch das Verschaufeln auf der Schüttfläche. Da der Mörtel sehr sorgfältig angefertigt war, genügte dieses Vermischen mit dem Kies vollkommen. Jede Mischung enthielt 75 kg Zement, 135 l Sand, 337 l Kies und ergab $^3/_8$ cbm fertigen Beton. In der Stunde wurden 40 bis 45 Mischungen gemacht, also 15 bis 16 cbm Beton angefertigt. Die gröfste Leistung betrug in 9stündiger Arbeitszeit 148 cbm Beton, die durchschnittliche Leistung in dieser Zeit mag etwa 130 cbm betragen haben.

Im ganzen waren bei der Betonierung etwa 100 Mann beschäftigt, welche sich folgendermafsen verteilten: Bedienung der Mörtelmaschine 12, Mörtelbeförderung 10, obere Station 8, mittlere Station 9, untere Station 22, Baugrube 25, zu Hilfeleistungen 10 bis 20 Mann. Durch den stetigen Fortgang der Arbeit beaufsichtigte sich diese grofse Mannschaft selbst. Es war kein anderes Kommando notwendig, als die Signalpfeife der mittleren Station.

Näheres über Mörtel- und Betonbereitungsmaschinen findet sich im IV. Teile „Baumaschinen“, 1. Aufl., Kap. XV.

2. Die Versenkung des Betons unter Wasser bedingt, dafs der Beton nicht mit bewegtem Wasser in Berührung komme, oder nicht frei durchs Wasser falle, weil dadurch ein Auswaschen des Betons herbeigeführt würde. Die Baugrube mufs daher gegen fliefsendes Wasser abgeschlossen sein und jedes Wasserpumpen mufs während der Betonierung unterbleiben, weil dieses eine Auflockerung des Untergrundes und eine Bewegung des Wassers von unten nach oben zur Folge haben würde. Um vollständig gegen eine solche gesichert zu sein, hält man wohl den Wasserstand im Innern der Baugrube höher als den äufseren und bewirkt dadurch das Bestreben zu einer geringen, unschädlichen Bewegung des Wassers von oben nach unten.

Die zum Versenken des Betons meist gebräuchlichen Geräte und Vorrichtungen sind die Trichter, Kasten und Säcke.

a) Die Trichter werden aus Holz (s. Abb. 42, Taf. II), bei gröfseren Abmessungen auch wohl aus Eisen (s. Abb. 40 u. 41, Taf. II) angefertigt und je nach der Beschaffenheit der Baustelle zwischen Kähnen, auf Schlitten, Laufkranen oder Wagen so angeordnet, dafs stets zwei senkrecht zu einander stehende Richtungen bestrichen werden können. Während der Betonierung bleibt der Trichter stets bis über Wasser mit Beton gefüllt und, indem er bis in die Nähe der Baugrubensohle hinabreicht und gleichmäfsig vorgerückt wird, quillt die Betonmasse, welche oben stets durch Nachschütten zu ersetzen ist, unten aus. Um ein Festsetzen der Betonmasse im Trichter zu vermeiden, ist es geraten, ihn nach unten zu nicht enger werden zu lassen, sondern mit parallelen Wandungen (s. Abb. 135, S. 140), oder sogar mit einer geringen Erweiterung herzustellen (s. Abb. 40 bis 42, Taf. II). Das erste Füllen des Trichters mufs mittels Kasten oder sonst in einer Weise geschehen, welche das freie Durchfallen des Betons durch das Wasser vermeidet. Um nicht oft anfüllen zu müssen, pflegt man wohl die einmal angefangene Arbeit ohne Unterbrechung fortzusetzen, wenn auch bei Nacht nur in dem Mafse, dafs die Erhärtung des Betons im Trichter verhindert wird.

An dem Trichter befestigte Walzen dienen zur Ebnung des frisch geschütteten Betons (s. Abb. 42, Taf. II). Hierbei wird die Betonschicht aus einzelnen nebeneinander liegenden Streifen gebildet und mehrere solcher etwa $^2/_3$ bis 1 m starken Schichten

bilden übereinander angeordnet die Fundamentplatte. Bei gröfserer Flächenausdehnung des Betonbettes ist es zweckmäfsig, mit der Richtung der Streifen in den verschiedenen Schichten abzuwechseln, sie also kreuzweise anzuordnen.

Bei dem üblichen Verfahren legt sich, mit dem stetigen Fortrücken des Trichters, der ausquellende Beton jedesmal in dünnen Lagen auf die Böschung der eben frisch geschütteten Betonmasse. Dabei kommt die Oberfläche der einzelnen Lagen stets mit dem Wasser in Berührung und es entsteht ein starkes Auswaschen des Mörtels und ein Absetzen von Mörtelschlamm, der die innige Verbindung mit den nächsten Streifen der Schüttung verhindern würde und deshalb durch Ausbaggern mit Sackbaggern oder durch vorsichtiges Aufsaugen mittels Schlammpumpen entfernt werden mufs. Ein weiterer Nachteil besteht darin, dafs die schwereren Steine der Betonmasse längs der Böschung schneller sinken, als der leichtere Mörtel und dafs dadurch die Gleichmäfsigkeit des Mischungsverhältnisses verloren geht.

α. Diese Nachteile scheinen aber nur bei geringen Druckhöhen und zumal bei Trichtern von kleinem und eckigem Querschnitt, der ein Anhängen des Betons begünstigt, zu bestehen. Beim Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg[346]), wo ein Trichter von 11 m Höhe benutzt wurde, aus dem der Beton unter einem Druck von etwa 2 **kg** f. d. qcm austrat, hat man gefunden, dafs der frisch geschüttete Beton, weil er diesem Druck nicht zu widerstehen vermochte, seitwärts auswich, so dafs ein allmähliches Vorschieben der Böschung stattfand, wobei ein Auswaschen des Betons nicht zu befürchten war. Dieser Vorgang hat auch dadurch seine Bestätigung gefunden, dafs der bei jeder Betonierung auftretende Zementschlamm nicht überdeckt, sondern weiter geschoben wurde, was deutlich daran zu erkennen war, dafs die Höhe der Schlammlage mit fortschreitender Betonierung stets zunahm und am Ende der Baugrube über 0,50 m betrug, so dafs der Schlamm mit Schleppbaggern entfernt werden konnte. Bei diesem Bau wurden in 24 Stunden ununterbrochener Arbeit 100 bis 160 cbm Beton mittels Trichter versenkt und dazu waren beschäftigt 50 Arbeiter mit 4 Maurern an den Mischbänken (das Mischen des Betons geschah ohne Maschinen, mit der Hand), 10 Arbeiter mit 3 Zimmergesellen beim Herankarren des Betons und beim Bewegen des Trichters mit der Laufbrücke.

Allerdings ist auch zu beachten, dafs bei grofsen Trichterlängen, also bei grofsen Wassertiefen, die Fortbewegung des Trichters auch gröfsere Schwierigkeiten verursacht.

β. Zum Bau einer Uferbrücke bei Holtenau (Kaiser Wilhelm-Kanal) hat man die Betonschüttung in drei Lagen, die unterste 1,3 m, die beiden anderen je 1 m stark, mittels dreier nebeneinander angeordneter Trichter bewirkt, die an einem zwischen Jochgerüsten laufenden Wagen befestigt waren (s. Abb. 40 u. 41, Taf. II). Die Betontrichter hatten beim Beginn der Schüttung eine Länge von 12 m und waren aus einzelnen kegelförmigen, aus Eisenblech hergestellten Ringen zusammengesetzt, von denen die beiden unteren je 1 m, die folgenden je 0,7 m hoch waren, während der oberste etwa 3,5 m hohe Teil aus einem Stück bestand. Die obere Öffnung der Trichter hatte einen lichten Durchmesser von 0,8 m, die Wandungen besafsen einen Anlauf von $^1/_{20}$, so dafs sich für die untere Öffnung ein Durchmesser von etwa 2 m ergibt.

Die Trichter wurden mittels eines schwimmenden Dampfkranes eingesetzt, an den Wagen befestigt und konnten mittels Flaschenzügen gehoben und gesenkt werden.

Die Füllung der Trichter erfolgte mittels kleiner, etwa $^2/_3$ cbm fassenden, auf Schienen laufenden Wagen, die auf einem Gleise zum Trichterwagen gefahren, mittels Drehscheiben auf diesen aufgebracht, nach ihrer Entleerung auf der anderen Seite des Trichterwagens in gleicher Weise wieder heruntergeschafft und auf einem zweiten Gleise nach dem Betonbearbeitungswerk zurückgefahren wurden.

Die einzelnen Betonschichten wurden in der vollen Ausdehnung der Mauer hintereinander fertig gestellt. War der Trichterwagen dabei an dem nördlichen Ende der Mauer angekommen, so wurde der bisherige unterste Ring durch Taucher entfernt, der Trichterwagen zum Südende der Mauer zurückgefahren und die Schüttung der neuen Schicht begann.

Die nach unten sich erweiternde Kegelform der Trichter zeigte sich für die Schüttung des zum unteren Teil des Betonkörpers verwendeten Trafsbetons aus 9 Raumteilen Grand und 5 Raumteilen Trafsmörtel (1 Teil Trafs auf $^2/_3$ Kalk und 1 Teil Sand) recht vorteilhaft, da ein sehr gleichmäfsiges Ablaufen

---

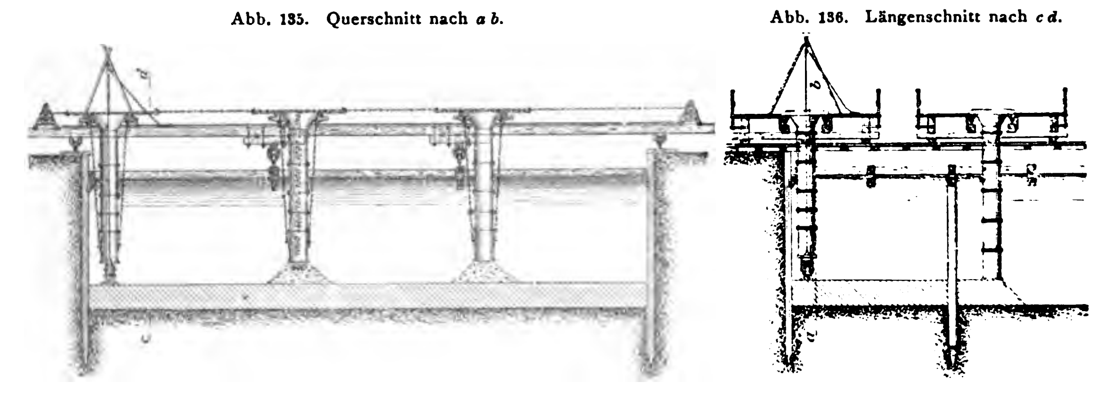
346) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 516.

der Betonmasse erfolgte, selbst wenn die Trichterfüllung während der Nachtstunden gestanden hatte. Dagegen zeigte sich bei der Verwendung von Beton aus Zementmörtel (1:3), wie er für die oberen Teile der Mauer vorgesehen war, der Nachteil, dafs, infolge der Erweiterung der Trichter nach unten, die absinkende Betonmasse, wohl wegen des schnelleren Abbindens des Zementmörtels, sich von der Innenwand des Trichters löste, worauf dann durch die so entstandene Fuge von unten Wasser in den Trichter aufstieg, den Beton aufweichte und ausspülte und dadurch zum plötzlichen Auslaufen brachte. Dieser Übelstand war beseitigt, sobald der Mörtel weniger schnell abbindend gemacht wurde, indem man ihm hydraulischen Kalk zusetzte und ihn in der Mischung 1 Teil Zement auf $^1/_2$ Teil Kalk und 4 Teile Sand herstellte. Über Nacht durfte er jedoch auch in dieser Mischung nicht stehen bleiben.[347])

γ. Bei der Betonierung der Fundamente zu den Kaimauern des neuen Hafens bei Strafsburg folgten sich auf drei Wagen in 4 m Abstand 3 Holztrichter von abnehmender Länge und 0,9 auf 1,3 m Querschnitt, so dafs die Betonierung in 3 Stufen gleichmäfsig fortschritt. Beim Schlufs der Arbeit wurden die Trichter vollständig geleert und beim Wiederbeginn vorsichtig mittels eines eisernen Rohres von unten auf wieder aufgefüllt.[348])

Abb. 135 u. 136. *Trichterwagen zur Betongründung der Schleusen von der Oder-Kanalisierung.*

Abb. 135. Querschnitt nach *a b*. Abb. 136. Längenschnitt nach *c d*.



δ. Bei der Kanalisierung der Oder[349]) von Cosel bis zur Neissemündung erfolgte die Gründung der Schleusen auf Beton und zwar, nur mit Ausnahme derjenigen bei Grofs-Döbern, wo in geringer Tiefe unter der Schleusensohle Kalksteinfelsen anstand, durchweg zwischen Spundwänden, die entsprechend versteift waren, mit 6 Trichtern gleichzeitig, von denen je 3 auf einer gemeinschaftlichen Bühne aufgestellt wurden. Diese Bühne (s. Abb. 135 u. 136) bewegte sich auf 4 Schienen, von denen zwei neben den Spundwänden, zwei auf den Aussteifungsholmen angebracht waren, in der Richtung der Schleusenachse. Die Trichter selbst ruhten mit dem Kopfende auf kleinen Wagen, die senkrecht zur Schleusenachse verschiebbar waren, so dafs jeder Trichter in den ihm angewiesenen Raum zwischen Spundwand und Holm, bezw. zwischen den beiden Mittelholmen jeden Punkt erreichen konnte. Die 3 Trichter der vorderen Reihe schütteten die untere Schicht des Betons, die unmittelbar folgende zweite Reihe die obere Schicht. Um ein Ausspülen des Betons zu vermeiden, wurde bei Beginn der Arbeit durch einen kleinen, an einem Dreibock hängenden Kasten von 0,3 cbm Inhalt soviel Beton in die Trichter eingebracht, dafs ein Kegel (s. Abb. 135) entstand, worauf die weitere Füllung durch einfaches Verstürzen des Betons aus den Karren in die Trichter erfolgte. Die Bewegung der Trichter quer zur Schleusenachse geschah durch die in Abb. 135 dargestellte Windevorrichtung, das Vorwärtsbewegen der Bühnen durch Hebel. Die Mischung des Betons erfolgte von Hand. Der Betrieb des Betonierens geschah ununterbrochen Tag und Nacht, wobei die Baustelle für letztere elektrisch beleuchtet wurde. Das Einbringen der 2500 cbm Beton wurde in 12 Tagen bewirkt. Die beschriebene Anordnung ist durch die Unternehmerfirma R. Schneider in Berlin getroffen worden.

Bei den Wehren erfolgte das Betonieren in gleicher Weise mit den durch die Grundrifsgestaltung gebotenen Änderungen. 1 cbm Beton einschliefslich aller Materialien kostete 20,5 M. Die Mischung bestand aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 5 Teilen Kalksteinkleinschlag.

---

[347]) Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 582, vergl. auch daselbst S. 437.

[348]) Ott, Der neue Hafen bei Strafsburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.

[349]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 490.

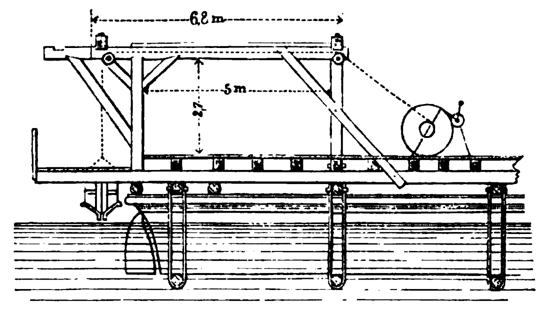
Abweichend von der gewöhnlichen Form der Schüttungstrichter hat man sie am unteren Ende nicht wagerecht abgegrenzt, sondern schräg entsprechend der Böschung der zu schüttenden Betonlage, so dafs der Ausflufs des Betons nicht in der Höhe der Oberfläche, sondern längs der Böschungsfläche der bereits geschütteten Masse erfolgt. In dieser Weise wurde beim Bau der Charlottenburger Porzellan-Fabrik verfahren.[350])

Für sehr tiefe Brunnengründungen hat der Franzose Jaudin einen Betontrichter angegeben, der, behufs leichter Handhabung, durch Prefsluft, welche das Wasser aus dem Innern verdrängt, trocken und schwimmend erhalten wird. Zu dem Zweck trägt der Trichter oben eine kleine Luftschleuse, die aber nicht von Menschen bestiegen wird, sondern nur zum Einschleusen von Beton dient. Das bis 100 m lang gedachte Rohr hat am unteren Ende eine trichterförmige Erweiterung und kann, da es schwimmt, im Brunnen leicht verschoben werden.[351])

b) Die Kasten oder Trommeln werden, nachdem sie mit Beton gefüllt sind, mit einer Windevorrichtung vorsichtig durch das Wasser bis auf den Grund hinabgelassen und dann durch Umkippen oder besser durch Entfernen bezw. Öffnen des Bodens geleert. Die Windevorrichtung wird dabei, wenn die Schüttung von festen Gerüsten aus erfolgt, mit einem Schlitten oder Wagen in Verbindung gebracht, der eine solche Bewegung gestattet, dafs jede Stelle der Baugrube mit den Kasten zu erreichen ist (vergl. Abb. 23, Taf. V).

Auf schwimmenden Gerüsten, die namentlich bei grofser Ausdehnung der Baugrube und bei ausreichender Wassertiefe vorteilhaft werden, setzt man die Winden häufig in Verbindung mit Krangerüsten und ordnet diese so an, dafs sie das gleichzeitige Versenken mehrerer Kasten möglich machen (s. Abb. 137). Mitunter legt man auch von einem Schiff zum anderen Laufschienen, auf welchen die Winden hin und her bewegt werden können.

Abb. 137.
Schwimmendes Gerüst zur Betonversenkung.



Bei den Hellingsbauten in Kiel hat man ein schwimmendes Versenkgerüst benutzt, an welchem zur Zeit 10 Kasten aufgehängt werden konnten, von denen jedesmal die Hälfte gleichzeitig hinabgelassen wurde, so dafs ihr Inhalt fast wie eine einzige Masse anzusehen war. Man hoffte dadurch die Schlammbildung zu vermindern.

Die tägliche Leistung an diesem Gerüst ist im Mittel 110 cbm, die gröfste Leistung 156 cbm gewesen.

Von einem anderen für 6 Kasten eingerichteten Gerüst sind als gröfste Leistung bei Anstellung von 100 Arbeitern in 10 Arbeitsstunden 120 cbm Beton versenkt worden.[352])

Bei den zum Umkippen eingerichteten Kasten entsteht leicht eine schädliche Auswaschung des Betons, während die Kasten geleert werden. Mehr zu empfehlen sind daher die Kasten mit beweglichem Boden (vergl. Abb. 138 bis 143, S. 142), die mitunter auch wohl eine solche Einrichtung erhalten, dafs der Kasten durch das Aufstofsen seines Bodens auf den Grund der Baugrube geöffnet wird. Abb. 138 u. 139 zeigen einen Betonsenkkasten mit Bodenklappen, die durch einen Haken geschlossen und mittels einer Zugleine gelöst werden. Nach der in Abb. 140 dargestellten Anordnung werden

[350]) Vergl. Deutsche Bauz. 1871, S. 12.

[351]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 25.

[352]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 70.

Abb. 138 bis 140. *Betonkasten von den Kieler Bauten.*

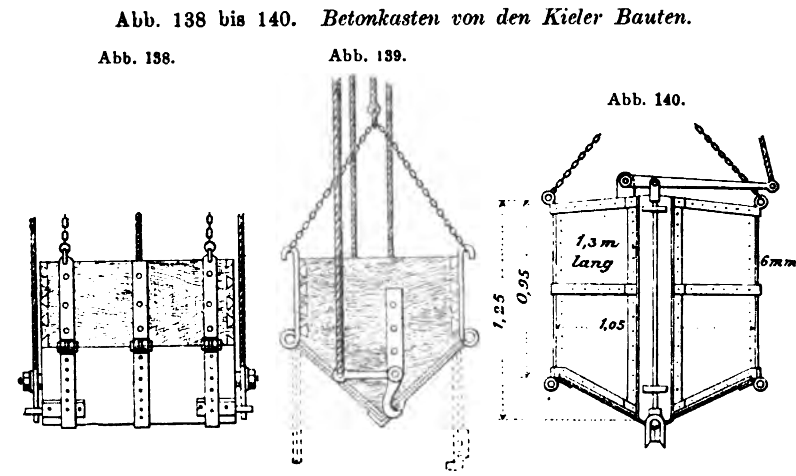
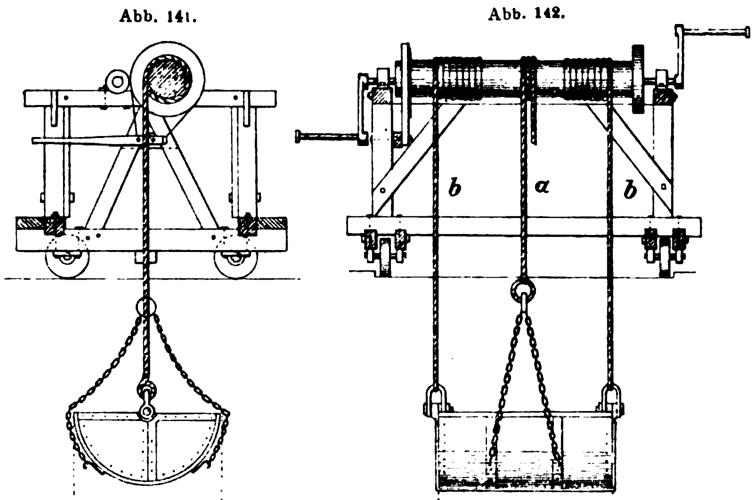
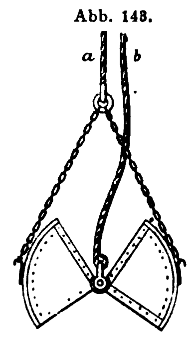


Abb. 141 bis 143. *Betonkasten vom Bau der Harburger Elbbrücke.*





die Bodenklappen durch lotrecht geführte, über Ansätze greifende Riegel festgestellt und durch Heben dieses Riegels geöffnet. Bei den Kieler Bauten sind solche Kasten mit $^3/_4$ cbm, später mit $1^1/_2$ cbm Fassungsraum benutzt worden.[353])

Die Abb. 141 bis 143 zeigen einen halbzylindrischen, aus 5 mm starkem Eisenblech gefertigten Kasten vom Bau der älteren Harburger Elbbrücke, dessen beide Hälften um Bänder drehbar sind. Der Kasten wird an den Seilen *b* hinabgelassen und, unten angekommen, durch Anziehen der Ketten mittels des Seiles *a* geöffnet (s. Abb. 143). Der Inhalt beträgt 0,23 cbm.[354])

Um beim Versenken von Beton in Kasten oder Trommeln zu vermeiden, dafs während des Niederlassens durch das Wasser, infolge der dabei entstehenden Wirbelbildung, die Betonoberfläche im Kasten angegriffen und ausgewaschen werde, empfiehlt es sich, den Beton mit geteerter Leinwand zu überdecken, welche zweckmäfsig an der einen Seite am Kasten befestigt und an den freiliegenden Rändern mit Gewichten beschwert wird. Der Mörtel wird um so leichter ausgespült, je flüssiger er ist. Für die Betonbereitung sollte der Mörtel deshalb möglichst steif angemengt, auch in so reichlichem Mafse dem Schotter zugesetzt werden, dafs alle Hohlräume zwischen den Steinen gut ausgefüllt sind.

Ein Betonsenkkasten, welcher sich beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg sehr gut bewährt hat, ist in den Abb. 144 u. 145 dargestellt.[355]) Er bestand aus zwei Teilen: dem eigent-

---

[353]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 505.

[354]) Kleine, beim Bau der Linkstrafsen-Brücke in Berlin angewandte Klappkasten von 0,04 cbm Fassungsraum sind dargestellt in der Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 303. — Vergl. auch die Mitteilung über den Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.

[355]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 353 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 24.

lichen Kasten mit nach unten aufschlagenden Bodenklappen *l* und einem eisernen Führungsrahmen, an dessen lotrechten aus Quadrateisen gebildeten Pfosten *k* der Kasten mittels angeschraubter Ösen *o* gleiten konnte und auf dessen unteren Querverbindungen die freien Enden der Bodenklappen im geschlossenen Zustande des Kastens mittels kleiner Rollen ihre Unterstützung fanden. Je nachdem nun der Zug der Krankette, an welche die ganze Vorrichtung mittels der obersten Achse *g* aufgehängt wurde, allein auf den Kasten wirkte, oder vermittels Einhängung des Hakens *a* auf den Führungsrahmen übertragen wurde, mufste der Kasten beim Anziehen der Kette sich öffnen oder geschlossen bleiben. Nachdem daher ein Kasten beladen war, wurde der Haken *a* von einem Arbeiter über die Achse *h* gedreht und in dieser Lage so lange von Hand festgehalten, bis durch das Anheben der Krankette der Aufhängebügel *f* um den Spielraum seiner länglichen Öse gehoben und dadurch der Haken *a* zum Eingriff gegen die Achse *h* gebracht war. Nunmehr konnte der Zug der Krankette lediglich auf den Führungsrahmen ausgeübt werden, so dafs der Kasten in geschlossenem Zustande verblieb, während er gehoben über die Baugrube gebracht und dort abgesenkt wurde. Sobald aber der Führungsrahmen auf den Boden der Baugrube aufstiefs und der Zug der Krankette nachliefs, senkte sich der obere Bügel *f* vermöge seines Eigengewichtes wieder um das Mafs der Ösenlänge und der Haken *a* schnappte selbsttätig aus. Wenn nun die Krankette wieder angezogen wurde, wirkte der Bügel vermittels der Achse *e* lediglich auf den Betonkasten, der daher längs der Führungseisen *k* bis zum Anstofsen an die oberen Flacheisen *b* des Führungsrahmens emporglitt, indem gleichzeitig die Bodenklappen allmählich nach unten sich öffneten, so dafs der Beton in ruhigster Weise zur Ablagerung gelangte. Diese Betonkasten zeichnen sich vor ähnlichen Vorrichtungen dadurch aus, dafs die Mannschaft den Kasten nicht eher öffnen kann, als bis er unten aufgestofsen ist, so dafs ein freies Fallen des Betons durch das Wasser ausgeschlossen ist. Der Inhalt der Kasten betrug 0,75 cbm, sie wogen mit Rahmen 600 kg und sind zum Preise von 288 M. von der Maschinenfabrik G. Koeber in Harburg geliefert worden.

Abb. 144 u. 145. *Betonkasten vom Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg.* M. 1:30.

Abb. 144. Geschlossener Kasten.

Abb. 145. Geöffneter Kasten.

Die Schlammbildung während der Betonierung soll aufserordentlich gering gewesen sein. Um die Versenkung des Betons möglichst gleichmäfsig unter Erzielung eines guten Verbandes zu bewirken, hatte man bei dem erwähnten Brückenbau an den oberen Gurtungen der Pfahlwände und an den Querholmen des Krangerüstes durch Ölanstrich ein Netz mit quadratischen Maschen festgelegt und zuerst in den Querreihen mit ungeraden Zahlen, sodann in denen mit geraden Zahlen betoniert. Der beabsichtigte Zweck wurde damit erreicht.

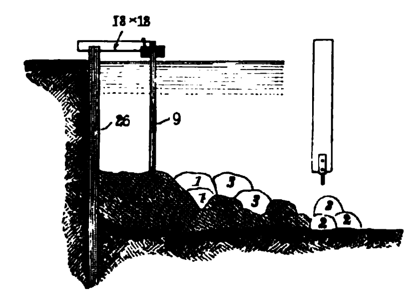
Da beim Schütten des Betons aus Kasten bei der gewöhnlichen Schüttweise auf der Baugrubensohle einzelne Betonhaufen nebeneinander gelagert werden, so gestaltet sich die Oberfläche der Schüttung weniger eben, als bei der Anwendung von Trichtern. Ein wesentlicher Nachteil ist hiermit indessen nicht verbunden, namentlich nicht für die unteren Schichten und selbst für die oberen Schichten braucht man der vollständigen Ausgleichung und Einebnung keine grofse Bedeutung beizulegen, weil nach Trockenlegung des Betonbettes, vor dem Beginn der Aufmauerung, leicht kleine Unebenheiten

durch Aufbringen einer dünnen, unter Umständen abzustampfenden, Betonschicht ausgeglichen werden können. Die Einebnung der Oberfläche unter Wasser mittels gufseiserner, an hölzernen Stangen befestigten Scheiben ist kaum anzuraten und jedenfalls mit grofser Vorsicht vorzunehmen, da das Wasser dabei leicht zu stark bewegt und dadurch der Mörtel ausgewaschen wird.

Um die Schlammbildung tunlichst zu vermeiden, hat man bei der Schüttung aus Kasten für die Trockendocksbauten in Kiel ein Verfahren angewandt, über welches Rechtern[356]) folgendes anführt:

Die Betonierungen erhielten Stärken von 1,6, 1,8 und 2 m und bestanden aus je 2 Lagen. Es wurde zunächst die erste Schüttlage aus 3 Kastenfüllungen und darauf die wirkliche Höhe durch weitere 2 Füllungen hergestellt, wie die nebenstehende Abb. 146 zeigt. Es ist in dieser die Reihenfolge der versenkten Massen durch laufende Nummern bezeichnet.

Abb. 146. *Kastenschüttung bei den Trockendocksbauten in Kiel.*



Dieses Verfahren verdient jedenfalls gegen das Verfahren, die erste Lage zunächst durch das ganze Bauwerk zu treiben und darauf die zweite nachzuholen, unbedingt den Vorzug. Es wird durch die rasche Aufeinanderfolge der verschiedenen Schüttungen, die für eine gewisse Strecke immer an einem Tage erfolgte, eine gute Verbindung der einzelnen Lagen sichergestellt, was bei dem anderen Verfahren nicht ohne weiteres angenommen werden kann; aufserdem stehen der gänzlichen Entfernung des Betonschlammes, welcher sich vor dem äufsersten Schüttungsfufs zusammenschiebt, keinerlei Schwierigkeiten entgegen. Ist dagegen erst ein festes, aus einzelnen Hügelchen bestehendes Betonbett durch die erste Lage gebildet, so wird sich der bei der zweiten Lage entstehende Schlamm in den Vertiefungen festsetzen und sehr schwer durch Baggerungen zu entfernen sein, wobei aufserdem eine Beschädigung des abbindenden Betons eintreten kann.

Die ganze Betonstärke auf einmal herzustellen, ist hierbei auch nicht ratsam, weil sich in diesem Fall eine zu hohe Böschung bildet und durch das Herabrollen der einzelnen Steine auf ihr eine bedeutende Schlammbildung eintreten würde. Diese erfolgt nämlich hauptsächlich bei der Entleerung der Kasten, daher wurde hierauf ganz besondere Sorgfalt verwandt.

Es durfte die Entleerung nicht eher erfolgen, als bis durch das Losewerden der Ketten das Aufstehen der Kasten mit den Spitzen auf der bereits erfolgten Schüttung unzweifelhaft angezeigt war.

Während der Versenkung der Kasten durch die über der Sohle befindliche Wassermasse wird bei sorgsamer Behandlung nur eine sehr unbedeutende Mörtelmasse ausgespült, was durch das Wiederaufziehen verschiedener Füllungen festgestellt wurde.

Es wurde aber darauf geachtet, dafs jeder Kasten einen ordentlich abgerundeten Haufen enthielt und aufserdem die erste Senkung ins Wasser nicht zu hastig erfolgte, wodurch die Entfernung der im Beton eingeschlossenen Luft ganz allmählich stattfand.

Wird dagegen die erstgenannte Vorsicht unterlassen oder ein Kasten nur teilweise gefüllt, so ist durch das plötzliche Eintreten des Wassers über den oberen Kastenrand ein bedeutendes Auswaschen des Mörtels die unausbleibliche Folge.

Die Schüttung in voller Höhe hat ihre Berechtigung für schmale langgestreckte Betonkörper, wie sie bei Kaimauerfundamenten zwischen Spundwänden oder bei der Herstellung von Fangdämmen vorkommen. Man verfährt dabei in der Weise, dafs man, an dem einen Ende des zu schüttenden Betonkörpers beginnend, diesen an dem unfertigen Ende zu einer flachen Böschung auslaufen läfst, deren obere Kante bis über Wasser reicht und dann durch vorsichtiges Aufbringen des Betons auf den Kopf der Böschung die Schüttung allmählich weiter treibt. Der dabei sich bildende Mörtelschlamm sammelt sich am Fufs der Böschung und mufs fortlaufend entfernt werden. Als Beispiele dieser Ausführungsweise können die beiden nachstehenden angeführt werden.

[356]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 507.

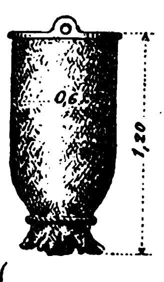
1. Die Betonierung des 0,9 m breiten und 2 m hohen Fangdammes für die Kaimauer zu Gaarden bei Kiel[357]), die gleichzeitig als Unterstützung des hinteren Teiles der Kaimauer diente und auf der 3 m starken, zwischen den Spundwänden mittels Kasten eingebrachten Betonsohle aufsafs, begann an dem einen Ende der Baugrube, wo der Beton bis zur Oberfläche des Wassers geschüttet wurde und dabei am vorderen Ende unter einem Böschungswinkel von etwa 30° abfiel. Sobald der Beton aus dem Wasser herausragte, wurden die mit Beton gefüllten Karren einfach auf den vorderen Teil des aus dem Wasser hervorragenden Betonkörpers ausgeschüttet und das Eigengewicht des Betons sowohl, als auch eine geringe Nachhülfe durch zwei Arbeiter, welche die Haufen langsam bis an das Wasser mit Schaufeln herandrückten, genügten zur sanften Abrutschung unter das Wasser, so dafs ein folgender Haufen den vorhergehenden sehr langsam zwischen den Wänden vorwärts schob. Die Schlammbildung war eine geringe.

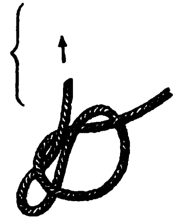
2. Bei der auf Beton gegründeten Kaimauer der neuen Hafenanlagen in Bremen[358]) wurde die 7 m hohe Betonschicht zwischen zwei in einem Abstande von 6,3 m voneinander geschlagenen Spundwänden ebenfalls in voller Höhe eingebracht. Sobald eine Strecke von 50 m der Baugrube von vergurteten und durch Ankerbolzen miteinander verbundenen Spundwänden eingefafst war, begann das Einbringen des Betons mit Hülfe eines Versenkgerüstes (s. Abb. 3 u. 4, Taf. III), welches sich auf einer, auf den Spundwänden ruhenden Fahrbahn bewegte und mit Hülfe der drehbaren Ausleger, an welchen die drei Versenkkasten hingen, die Ausführung einer mit 1 : 3 nach vorn geneigten Lagenschüttung gestattete. Die Entfernung der vor der 7 m hohen Böschung sich ablagernden bedeutenden Schlammmassen konnte bei der grofsen Tiefe nur mit Sackbaggern und nicht mit Pumpen erfolgen, wodurch zuweilen Störungen im Betriebe vorkamen. In 10 Arbeitsstunden wurden etwa 80 cbm Beton auf diese Weise versenkt.

Besonderer Vorrichtungen zur Bereitung, Versenkung und Erhärtung des Betons bedarf es, wenn eine Betonierung bei Frostwetter zur Ausführung kommen mufs[359]), wie dies bei der Gründung eines Brückenpfeilers und eines in das Wasser hineingebauten Güterschuppens im Hafen von Helsingfors der Fall war, wo diese Arbeiten im Monat Februar bei — 20° C. erfolgten.

Über der Baugrube wurde ein auf sechs Rollwagen ruhender und auf ihnen beweglicher Schuppen von 6 m Breite und 8 m Länge errichtet, der mittels zweier Koksöfen geheizt werden konnte. Der hier bereitete Beton wurde durch Klappen in die Baugrube versenkt, welche durch an den Schuppenwänden bewegliche Schützen vor Frost geschützt wurde. Aufserdem dichtete man während der Betonversenkung die Seitenwände in der jeweiligen Stellung gegen den Erdboden mittels Holzwolle und Bastmatten ab. Auch das Betonbett selbst wurde während des Erhärtens abgedeckt und geschützt und der Raum in der Baugrube durch ein hindurch geleitetes Dampfrohr erwärmt.[360])

Abb. 147.
Betonsack.





c) Betonversenkung in Säcken. Bei der Versenkung des Betons in Säcken sind zwei Ausführungsweisen zu unterscheiden. Bei der einen, der älteren, werden die mit Beton gefüllten Säcke am Boden der Baugrube geöffnet und nach ihrer Entleerung wieder hochgezogen, um von neuem benutzt zu werden. Im allgemeinen scheint diese Art der Betonversenkung nur für kleinere Bauausführungen geeignet. In gröfserem Umfange hat man sie beim Bau der Futtermauern für die Hafenerweiterungen bei Oberlahnstein angewandt.[361]) Die Handhabung

[357]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

[358]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.

[359]) Die neuen „Leitsätze" (s. S. 133) schreiben hierüber auf S. 8 vor: „Bei Frostwetter darf nur dann betoniert werden, wenn schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Mafsnahmen ausgeschlossen werden. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verarbeitet werden."

[360]) Eine ausführliche Beschreibung der Ausführung in: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 517 nach Tekniska föreningens i Finland förhandlingar 1895.

[361]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 509 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 26.

des in Abb. 147 dargestellten Sackes an einem Seile mit Flaschenzug und mit dünner Zugleine an einer Schleife (s. die untere Abbildung) zum Öffnen unter Wasser soll recht bequem und die Schlammbildung gering gewesen sein. Der Sack bestand aus doppeltem Segelleinen, der obere Bügel aus Rundeisen.

Bei der zweiten Ausführungsweise werden die mit Beton gefüllten Säcke fest geschlossen und in diesem Zustande auf dem Baugrunde abgelagert. Die Säcke werden aus durchlässigem Stoff hergestellt, so dafs der durch den Stoff dringende Mörtel die Betonsäcke zu einem einzigen festen Block verbindet. Hier hat man offenbar den Vorteil, dafs eine Auswaschung des Betons so gut wie ausgeschlossen ist und dafs bei seiner festen Umhüllung durch die Säcke eine weitere Umschliefsung des Betonbettes durch Spundwände oder dergl. nicht erforderlich wird. Beispiele von Bauten, bei denen diese Art der Betonsenkung in grofsem Umfange angewendet wurde, sind die Molen im Vorhafen von Sunderland in England[362]), die auch in anderer Beziehung manches Bemerkenswerte darbieten, ferner einige Molen im Hafen von Bilbao[363]) (vergl. § 29 unter 2. a.)

In eigenartiger Weise ist die Versenkung des Betons in Säcken beim Bau des ganz aus Beton hergestellten Wellenbrechers bei Newhaven in England ausgeführt.[364]) Wir entnehmen der genannten Quelle über dieses Bauwerk das Folgende:

Da der Meeresstrand mit grobkörnigem, zum Ersatz von Steinschotter geeigneten, Kies bedeckt ist, so entschlofs man sich, den Pier gänzlich aus Beton aufzuführen. Zu den Fundamenten wurde der Beton in einer Mühle bereitet, aus deren Mischtrommeln er unmittelbar in die Schiffe fiel, welche ihn bei eingetretener Flut zur Verwendungsstelle brachten. Daselbst geschah das Versenken in einer sehr eigenartigen Weise. Jedes Schiff war ähnlich einem Baggergut-Förderschiff mit beweglichen Bodenklappen versehen und wurde vor Verladung des Betons im Innern völlig mit einem Tuch von Sackleinwand ausgekleidet. Nach erfolgter Anfüllung des Schiffraumes mit Beton schlug und nähte man über der Oberfläche desselben die überhängenden Teile des Tuches zusammen, so dafs die ganze Masse (etwa 30 cbm) sich nunmehr in einem grofsen geschlossenen Sacke befand. So an der Verwendungsstelle angekommen, glitt die Ladung, in Leinwand eingehüllt, nach Öffnung der Bodenklappen, im Zusammenhange in die Tiefe. Es wurden nun so viele Säcke versenkt, bis die Masse den Höhestand der Ebbe erreichte. Die Abgleichung des Fundamentes erfolgte alsdann durch Auftragen von Beton, welcher aus herangefahrenen Schiffen ohne Bodenklappen ausgekarrt wurde. — Auf dem fertigen Fundament wurde der Pier nun weiter mittels eines Holzgerüstes hergestellt, welches das Lichtprofil des Piers umrahmte und mit dem einen Ende sich an den bereits vollendeten Teil des Piers anschlofs. Dieses Gerüst, welches nach und nach von unten nach oben mit gehobelten Bohlen bekleidet ward, diente als Lehre für den einzubringenden Beton, welcher an der Wurzel des Piers mit der Hand bereitet und auf vier Hundesträngen auf das Gerüst gefahren und dann ausgekippt wurde. In Schichten von etwa 0,5 m Höhe wurde die Masse ausgeglichen, dann setzte man neue Bohlen auf und fuhr so fort, bis die Pierkrone erreicht war.

d) Versenkung halbabgebundenen Betons. Der englische Ingenieur Kinipple[365]) umgeht die kostspieligen und zeitraubenden Einrichtungen, welche den Beton beim Versenken gegen Auswaschung schützen sollen, dadurch, dafs er den mit möglichst wenig Wasser angemengten Beton nicht sofort nach seiner Zubereitung versenkt, sondern damit so lange wartet, bis der Beton angefangen hat abzubinden, so dafs er ohne Gefahr des Ausspülens, in vielen Fällen sogar frei durchs Wasser geschüttet werden kann. Die dem Wasserangriff ausgesetzten Stellen des so geschütteten Betons werden so lange durch starkes Segeltuch oder andere Umhüllungen geschützt, bis der

---

[362]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254; 1885, S. 70 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 26.

[363]) Ann des ponts et chaussées 1898, I. S. 448.

[364]) Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 308 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 27.

[365]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196 (nach den Nouv. ann. de la constr. 1887, Dez. S. 187) und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 29.

Beton genügend erhärtet ist, um blofsgelegt werden zu können. Beispiele hierfür finden sich im § 29 unter 2. b.

e) Betonbereitung unter Wasser. Zur Vermeidung der Auswaschung des Betons und der damit verbundenen Schlammbildung, wie sie bei der meist üblichen Art der Versenkung durch Trichter oder Kasten mehr oder weniger stattfindet, hat der vorhin schon erwähnte englische Ingenieur Kinipple, nachdem er sich vorher durch Versuche in gröfserem Mafsstabe von der Ausführbarkeit seines beabsichtigten neuen Verfahrens überzeugt hatte, den Weg eingeschlagen, statt den fertig gemischten Beton zu versenken, nur den Schotter, Kies und Sand in einfachster Weise, im richtigen Verhältnis gemengt, in die Baugrube zu bringen und diesen Betonbestandteilen den reinen Zement gesondert durch Standröhren zuzuführen. Werden die Röhren in passenden Abständen und Tiefen eingesetzt und wird der Zement dann in möglichst ununterbrochenen Strome eingebracht, so dringt er unter dem Druck der auf ihm ruhenden Zementsäule in alle Hohlräume der Kies- und Sandschüttung ein und stellt mit dieser einen festen Beton her. Näheres über dieses Verfahren siehe § 29 unter 2., c. Über seine Anwendung zur künstlichen Verbesserung von Kies- und Sandboden vergl. § 3 (S. 24 u. 25).

3. Einbringen des Betons im Trockenen. Hier sind insbesondere die bezüglichen Bestimmungen der „Leitsätze“ (s. S. 133) für Stampfbeton mafsgebend. Aus diesen müssen besonders die nachstehenden Beachtung finden.[366])

a) Bereitung der Betonmasse.

Betongemenge und Betonmasse. Das Mischen mufs derart erfolgen, dafs die Menge der einzelnen Bestandteile jederzeit festgestellt werden kann.

Sofern die Messung des Zementes nach Raumteilen erfolgt, gilt als Voraussetzung, dafs der Zement ohne Fall in das Mafsgefäfs eingeschüttet (nicht eingerüttelt) wird.

Zur Umrechnung von Raumteilen auf Gewichtsteile ist das Kubikmeter Portlandzement zu 1400 kg anzunehmen.

Bei Benutzung von Mafsgefäfsen mufs die Füllung in stets gleicher Weise bewirkt werden, damit die Massen möglichst immer dieselbe Dichtigkeit der Lagerung in den Gefäfsen annehmen. Kiessand und gemischter Steinschlag können in vielen Fällen in ungetrenntem Zustande verarbeitet werden. Es mufs dann durch Siebproben bestimmt werden, in welchem Verhältnis zu einander Sand und Kies bezw. Steinschlag in dem Kiessand oder gemischten Steinschlag vorhanden sind. Gegebenenfalls ist durch entsprechenden Zusatz von Sand oder Kies bezw. Steinschlag das vorgesehene Mischungsverhältnis herzustellen.

. . . .

Wasserzusatz. Der Zeitpunkt, in welchem während der Herstellung der Betonmasse das Wasser zugegeben wird, ist verschieden bei Hand- und Maschinenmischung, sowie auch abhängig von den Baustoffen und der Arbeitsgewohnheit des Unternehmers.

Je nach der Menge des Wasserzusatzes, welche im übrigen nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe gewählt werden mufs, unterscheidet man sogenannte erdfeuchte und sogenannte weiche Betonmasse.

Bei Herstellung von erdfeuchter Betonmasse mufs der Wasserzusatz so bemessen werden, dafs sich die Masse mit der Hand gerade noch ballen läfst und dabei auf der Haut Feuchtigkeit hinterläfst.

Bei Herstellung von weicher Betonmasse mufs der Wasserzusatz soweit gesteigert werden, dafs die Masse zwar noch stampffähig ist, während des Stampfens aber weich wird.

---

[366]) Vergl. S. 10 ff. der Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt unter Mitwirkung von Vertretern der Ministerien und Versuchsanstalten deutscher Bundesstaaten, sowie anderer Sachverständiger vom deutschen Betonverein (E. V.) Febr. 1905.

b) Verarbeitung der Betonmasse.

. . . .

Einlageschichten. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube, Verschalung) nur schichtweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, dafs die Dicken der fertig gestampften Schichten folgende Mafse in der Regel nicht überschreiten:

Bei erdfeuchtem Stampfbeton je nach der Beanspruchung 15—20 cm.

Bei weichem Stampfbeton je nach der Beanspruchung 20—30 cm.

In diesen Grenzen ergibt die geringere Schichthöhe die höhere Festigkeit.

Es ist besonders darauf zu achten, dafs etwa abgesonderte gröbere Zuschläge wieder mit dem Mörtel vermengt werden.

. . . .

Die einzelnen Schichten müssen in der Regel frisch auf frisch verarbeitet werden, damit ein ausreichend festes Binden der Schichten untereinander eintritt.

. . . .

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgebundenen in Berührung, so mufs für ausreichend festen Zusammenschlufs der Betonmassen gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst wird hierfür empfohlen, unmittelbar vor Aufbringung der frischen Betonmasse die Verbindungsfläche mit Stahlbesen nafs und scharf abzukehren und mit einem dünnen Zementbrei einzuschlämmen. Bei Verarbeitung steinreicher Betonmasse empfiehlt sich aufserdem die Einbringung einer dünnen Schicht weichen Mörtels von mindestens gleicher Mischung wie der Mörtel des Betons.

Stampfer. Es sind quadratische oder rechteckige Stampfer von 10 bis 16 cm Seitenlänge und 10 bis 17 kg Gewicht zu verwenden.

Stampfweise. Die Gröfse der aufzuwendenden Stampfarbeit wird bedingt durch die zu erzielende Festigkeit und durch die Art der Betonmasse (erdfeucht oder weich).

> Erläuterung. Erdfeuchte Betonmasse erfordert höheren Aufwand an Stampfarbeit und gröfsere Sorgfalt seitens der Arbeiter und der Aufsicht als weiche Betonmasse; dafür liefert sie aber bei gleichem Zementzusatz im allgemeinen eine höhere Festigkeit als die weiche Masse. Bei erdfeuchter Betonmasse ist die Grenze des Stampfens in der Regel erreicht, wenn ein Zusammenpressen nicht mehr stattfindet oder die Masse elastisch wird oder Wasser ausscheidet.
>
> Nicht immer kann der Austritt von Wasser herbeigeführt werden, da die besonderen Eigenschaften der Baustoffe hierbei mitsprechen.
>
> Bei weicher Betonmasse kann zu langes Stampfen Entmischung herbeiführen, also schädlich wirken.

Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Aufsenseiten (längs der Verschalung) zu verwenden.

Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken.

Bei steinreichem, erdfeuchtem Stampfbeton empfiehlt es sich, zwischen den Stampfgängen die Oberfläche abzukehren und den losgetrennten Mörtel in die Hohlräume zu verteilen.

Frist für die Verarbeitung der Betonmasse. Die Verarbeitung der Betonmasse mufs in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen und so rasch ausgeführt werden, dafs sie vor Beginn des Abbindens beendet ist.

Die fertige Betonmasse darf, selbst in Ausnahmefällen, bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler bezw. nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben.

Derartige nicht sogleich verarbeitete Betonmasse mufs vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen u. s. w. geschützt, aufserdem vor dem Einbringen in die Verwendungsstelle nochmals umgeschaufelt werden.

Bei bereits in die Verwendungsstelle eingebrachter Betonmasse mufs die Verarbeitung unter allen Umständen ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

Die statt der Stampfer in Vorschlag gebrachten Walzen zum Dichten des in Schichten eingebrachten Betons können vielfach des beschränkten Raumes wegen nicht benutzt werden und da mit Handrammen oder Stampfern auch bei der peinlichsten Aufsicht nur schwer eine gleichmäfsige Bearbeitung der einzelnen aufzubringenden Schichten möglich ist, wurde beispielsweise beim Bau der neuen Hafenanlagen zu Bremen zum Dichten des aus 1 Teil Portlandzement und 10 Teilen grobkörnigem Sande hergestellten Sandbetons, welcher zur Ausfüllung der in dem Ziegelmauerwerk der Kaimauern aus-

gesparten kastenförmigen Hohlräume diente, eine vom Unternehmer Vering zu diesem Zweck eigens zusammengestellte Betonstampfmaschine[367]) benutzt, die sich durchaus bewährt hat.

Die Betonstampfmaschine (s. Abb. 1 u. 2, Taf. III) besteht aus einem auf einem Gleise laufenden Gerüst, in welchem drei Stampfen mit wellenförmigen unteren Flächen nebeneinander hängen, die mittels eines durch 4 Mann zu bedienenden Windewerkes, versehen mit Hebelverbindungen, Mitnahmescheiben und Ausrückvorrichtungen, 0,3 m von der Betonoberfläche abgehoben werden und dann kurz hintereinander frei herabfallen. Das Fallgewicht dieser Stampfen betrug 60 bis 120 kg bei 0,2 bis 0,4 qm Grundfläche. Gleichzeitig wurde, nach jedesmaligem Anheben und Fallen der drei Stampfen, durch eine Verbindung des Windewerkes mit einer Laufachse des Gerüstes, eine Vorwärtsbewegung der ganzen Vorrichtung bewirkt.

Der Beton wurde in Lagen von 30 cm Stärke ausgebreitet und die Stampfmaschine ging fünfmal in beiden Richtungen, im ganzen also zehnmal über die Schichten hinweg, wodurch ihre Stärke auf etwa 25 cm zusammengeprefst wurde. Die Täler der wellenförmigen Oberfläche wurden dann bei der obersten Schicht mit dem gleichen Beton gefüllt und nochmals mit kleinen Handstampfen bearbeitet und abgeglichen. Der gefüllte Kasten blieb 24 Stunden stehen und erst dann wurde Wasser auf den Beton gepumpt und etwa 8 Tage dauernd auf ihm erhalten.

Die wellenförmig hergestellte Unterfläche der Stampfen war das Ergebnis langer Versuche, die darauf ausgingen, den zuerst bei Anwendung von Stampfen mit ebenen Unterflächen auftretenden Übelstand, dafs der Beton beim Herabfallen der Stampfen seitwärts auswich und nur wenig verdichtet wurde, zu beseitigen, was denn auch mit der wellenförmigen Unterfläche und bei nur geringem Wasserzusatz während der Mischung des Betons vollständig erreicht wurde.

4. Die **Kosten** des Betons, welche in Deutschland früher wesentlich höher waren als die des Mauerwerks, haben mit den Vervollkommnungen in der Bereitung und besonders durch die weniger ängstliche Auswahl der Zuschlagbestandteile sich mit der Zeit sehr vermindert. Als Anhaltspunkte für die nach den Zeit- und Ortsverhältnissen sehr verschiedenen Preise geben wir nachstehend (vergl. auch § 29 unter 5.) einige Beispiele:

1. Die Kosten des Betonfundamentes für die Elbbrücke bei Wittenberg auf der Wittenberg-Haller Eisenbahn, erbaut 1857/58, werden f. d. Schachtrute Betonfundament zu 240,50 M. (f. d. cbm 54,30 M.) angegeben.[368]) Die Einzelpreise, auf 1 cbm bezogen, sind folgende:

	M.	Pf.
Bereiten, Befördern, Versenken des Betons, Ausgleichung der Fundamentoberfläche, Herstellung der Rüstungen	9	50
Bruchsteine	6	70
Zerschlagen der Steine, ihre sowie des Sandes, welcher aus dem Elbbett gewonnen wurde, Beförderung nach dem Maschinenhause	2	20
Zement frei Berlin . . . . . M. 21,20 Beförderung, Auf- und Abladen „ 1,00 Ausbesserung schadhafter Fässer „ 0,40	22	60
Werkzeuge und Geräte (Senkkasten, Förderwagen u. s. w.)	1	50
Maschinenhaus, Dampf-, Mörtel- u. Betonmaschinen, Versuche u. s. w.	12	40
f. d. cbm fertiges Betonbett	54	90

2. Für die i. J. 1875/76 erbaute Ruhrbrücke bei Düssern stellten sich die Kosten folgendermafsen:[369])

		M.	Pf.
0,45 cbm	Steinschlag, einschliefslich der Beförderung aus dem Schiffe nach dem Lagerplatz	2	82
0,405 „	Kies	1	03
0,3 „	Trafs	5	51
0,3 „	Kalkpulver	3	12
0,3 „	Sand	1	27
Mörtelbereitung		—	95
Betonbereitung und Versenkung		3	—
	1 cbm Beton kostet also	17	70

367) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.

368) Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 339.

369) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 594.

Die Miete für den Betontrichter u. s. w. berechnet sich zu etwa 30 Pf. f. d. cbm. Die Laufbahneneinrichtung ist nicht mit berechnet, weil sie auch zu anderen Arbeiten gedient hatte und deshalb hier keine besonderen Kosten veranlaſste.

3. Bei der Donaubrücke der Ofen-Pester Verbindungsbahn[370]), welche mittels Druckluft gegründet ist, haben die Kosten für Beton aus Schotter und Zementmörtel f. d. cbm betragen:

	M.	Pf.
An Arbeitskraft im Mittel	4	03
an Material „ „	16	—
an Werkzeugen „ „	—	95
zusammen	21	25

und die des Fundamentmauerwerkes etwa 17 M. f. d. cbm.

4. Bei den Wümmebrücken auf dem nördlichen Teil der Venlo-Hamburger Bahn zwischen Bremen und Harburg haben die Kosten der Brunnenbetonierung f. d. cbm Beton etwa wie folgt sich gestellt:

	M.	Pf.
1 cbm Steinbrocken	7	—
1/8 „ gelöschter Kalk zu 25 M.	3	10
1/8 „ Zement zu 100 M.	12	50
1/2 „ Sand zu 6,75 M.	3	40
an Material	26	—
Arbeitslohn für Betonbereitung und Versenkung ausschlieſslich Geräte	3	75
Rüstungen und Geräte rd.	1	25
zusammen	31	—

5. Aus der Preistabelle über die Hellingsbauten bei Kiel[371]) entnehmen wir folgende Angaben:

(1871) Granit und Ziegelschotter f. d. cbm von 9,50 bis 11 M.

(1871/72) Zement f. d. Tonne von 187,5 kg netto von 8,80 bis 10,30 M.

(1873) desgl. 14,10 M.

(1872/73) Anfertigen und Versenken des Betons einschlieſslich Schlammbaggern, jedoch ohne die Unterhaltung der Maschinenanlage 3,37 bis 5,70 M.

(1872/75) Abbrechen von festem Beton 8 bis 10,50 M.

(1875) Tuffstein f. d. Last (= 2000 kg) 50,76 M.

„ Traſsmehl f. d. cbm (= 1/2 Faſs) 30,63 M.

„ Gelöschter Kalk f. d. cbm 23,80 M.

„ Zementbeton mit Mörtel von 1 : 2,5 bis 1 : 1,4 ohne Bereitung und Versenkung f. d. cbm 20,60 bis 31,56 M.

„ Traſsbeton mit Mörtel von 1 : 1 : 1 desgl. 22,61 M.

6. Beim Bau der Straſsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg[372]) betrug die Herstellung und Versenkung des Betons, ausschlieſslich der Materialien, Gebäude und Maschinen, aber einschlieſslich der Miete und Bedienung der Fahrzeuge:

Bei den Strompfeilern	6,08 M. f. d. cbm
„ „ Landpfeilern	8,57 „ „ „ „

§ 19. Herstellung und Ausheben der Baugrube. 1. Wird die Tiefe der Baugrube durch die Sohlenlage des Fundamentes oder dessen Schutzwerke bestimmt, so ergibt sich ihr Umfang aus der Ausdehnung des Grundmauerwerks und aus der gewählten Gründungsart, ist daneben aber von den Boden-, Wasser- und anderen örtlichen Verhältnissen abhängig.

Bei manchen Gründungsverfahren wird die Baugrube auf den zum Tragen des Grundmauerwerks erforderlichen Raum eingeschränkt, z. B. bei Gründungen mittels Brunnen, bei Beton- und bei Druckluftgründungen; bei anderen Verfahren, namentlich

[370]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 46.

[371]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 71.

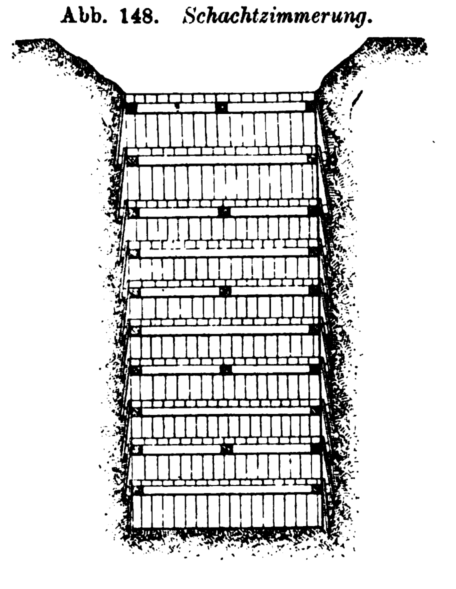
[372]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 354.

bei solchen Gründungen im Wasser, bei denen man die Baugrube nach vorheriger vorläufiger Umschliefsung trocken legt, um die weiteren Arbeiten zu Tage ausführen zu können (z. B. bei Rostgründungen), wird die Baugrube in der Regel gröfser als das eigentliche Fundament gemacht, um innerhalb der Umschliefsungen noch Raum zur Aufstellung von Arbeitsmaschinen, zur Herbeischaffung von Baustoffen und zu ähnlichen Zwecken zu gewinnen (s. Abb. 1 u. 2, Taf. V).

Wie weit man hierin zu gehen hat, hängt von den besonderen Verhältnissen ab. Kommen gröfsere Rammarbeiten innerhalb der freigelegten Baugrube vor, so pflegt man wohl in der Sohle einen Raum von 1,5 m rings um das eigentliche Fundament bis zu den Umschliefsungswänden frei zu lassen. Häufig geht man hierin aber auch weiter und vereinigt selbst die zu mehreren Fundamenten nötigen Ausgrabungen zu einer Baugrube. So hat Perronet die Baustellen für mehrere Brückenpfeiler gemeinschaftlich mit Fangdämmen umschlossen. Solche über das unbedingte Erfordernis hinausgehende Erweiterung bietet zwar manche Erleichterungen in der Anordnung und dem Fortgang der Arbeiten, hat aber auch den grofsen Nachteil, den Wasserzudrang und damit die Kosten des Wasserschöpfens zu vermehren. Deshalb ist man andererseits bei grofsen Baugruben, z. B. für Schleusenkammern, für lange Brückenpfeiler, Futtermauern u. s. w. darauf bedacht, sie in mehrere Abteilungen zu zerlegen und diese nacheinander in Angriff zu nehmen. Die Wasserschöpfung dauert dann kürzere Zeit und der Boden wird weniger aufgelockert. Die Verbindung der einzelnen Grundbauteile wird dabei indessen schwierig, weshalb ein solches Verfahren nicht immer zulässig ist.

Je tiefer man bei Vorhandensein von Grundwasser die Grube von vorherein aushebt, desto stärker wird der Wasserdruck und Andrang. Bei losem Boden pflegt man daher die Sohle anfangs höher stehen zu lassen und erst mit dem Fortgang der Arbeiten nach Bedürfnis tiefer zu gehen.

Abb. 148. *Schachtzimmerung.*



Die Neigung der Böschungen, welche die Baugrube umschliefsen, richtet sich nach der Beschaffenheit des Erdreiches (vergl. Bd. 2 dieses Teiles, Kap. I). Häufig ist man in der Ausdehnung der Baugrube durch die Örtlichkeit beschränkt, oder es empfiehlt sich, der Kostenersparung wegen, die Seitenwände steiler herzustellen, als die unbekleidete Erdart es zuläfst, oder der Boden wird an den Böschungen infolge des Wasserzudranges weniger standfähig und bedarf eines besonderen Schutzes. In solchen und ähnlichen Fällen ist es gebräuchlich, die Seitenwände der Baugrube ganz oder teilweise mit Brettern und Bohlen zu verschalen und durch Pfähle und Verstrebungen oder durch Verankerungen und Spreizen oder Schraubensteifen zu stützen.[373]) Die Schalbretter werden dabei wagerecht (wagerechte Zimmerung) oder lotrecht (lotrechte Zimmerung) gestellt; letzteres

[373]) Vergl. Schmitt, Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil, 1. Band. Stuttgart, 3. Aufl. 1901, S. 299 ff.; ferner Manck, Ausschaltungsmethode für lang gestreckte Baugruben. Deutsche Bauz. 1871, S. 227 und G. Haupt, Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153. — Neuere „ausziehbare Spriefsen“ der Dunn Manufacturing Co. und der Duff Manufacturing Co., wie sie in Nord-Amerika zur Anwendung kommen, werden von K. E. Hilgard beschrieben in Schweiz. Bauz. 1905, I. S. 227.

geschieht vorzugsweise bei beweglichem Boden, wie Triebsand u. dergl., und führt nicht selten zur Anwendung von gespundeten Bohlen, die dann häufig in ihren unteren Teilen noch durch Gurtungen und Zangen verstärkt werden. Bei gröfseren Tiefen kann eine regelrechte Schachtzimmerung erforderlich werden (s. Abb. 148, S. 151). Die hierbei, sowie beim Stollenbau vorkommenden Arbeiten, welche ausnahmsweise auch bei Gründungen Anwendung finden, sind ausführlich in dem Kapitel über Tunnelbau behandelt.

Über die Anwendung von Schächten in Moorgrund, der einen festen Fels- oder Kiesboden überlagerte, entnehmen wir den Angaben über den Bau der Eisenbahn von Nantes nach Lorient und Brest der unten angeführten Quelle[374]) das Folgende:

An Punkten, wo an oder in den Flüssen selbst gegründet werden mufste oder der Moorboden sehr tief war, bediente man sich häufig mit Erfolg der Gründung in Schächten, welche bis zum festen Boden abgeteuft und dann ausgemauert wurden. Für einen Stirnpfeiler waren gewöhnlich sechs solcher ausgemauerten und dann durch Gewölbe miteinander verbundenen Schachtpfeiler erforderlich.

Folgendes Verfahren führte in einem Falle ohne Schwierigkeiten zum Ziele: Bis auf 3 m Tiefe wurde der natürliche Boden in der ganzen Ausdehnung des anzulegenden Stirnpfeilers mit den für eine Baugrube nötigen Böschungen ausgehoben. Auf der Wasserseite war zu dem Zweck ein Fangdamm geschlagen. Um die Tiefe dieser Ausgrabung waren die Schächte weniger tief anzulegen, um zu der 15 bis 16 m unter der Oberfläche liegenden festen Schicht zu gelangen. Dann schlug man für jeden Schacht einige Leitpfähle, an welche man die Rahmen der Schächte befestigte, sie sorgfältig verstrebte und dann behutsam ausschachtete, indem man die Wände durch lotrecht hinter den Rahmen eingetriebene und gegen ihn verkeilte Bohlen bildete und in je $1^1/_2$ bis 2 m Abstand von neuem einen wagerechten Rahmen einlegte. So gelangte man bis zu 8 m unter der Talsohle. Ein weiteres Vordringen in dieser Weise wurde durch den von unten und von den Seiten in das Innere der Schächte eindringenden Schlamm verhindert. Man brachte deshalb nunmehr eine kleine Ramme in die Schächte, schlug mit dieser, tunlichst an die Schachtwände anschliefsend, rings herum eine Spundwand, verstrebte diese und schachtete nun bis zur festen Schicht weiter aus. Der Zudrang des Wassers war unbedeutend, dagegen der Druck gegen die Umschliefsung der Schächte sehr grofs. Der untere Teil der Schächte wurde bis auf 4,6 und sogar 7 m mit Beton, der übrige Teil mit gutem regelmäfsigen Mauerwerk, unter Zusatz von Portlandzement zu dem ohnehin guten hydraulischen Mörtel, ausgefüllt.

Hätte man die Spundwand, so meint der Verfasser des genannten Aufsatzes, schon von oben herunter eintreiben und den ersten Abschnitt der Arbeit, welcher die Abteufung des Schachtes umfafste, vermeiden wollen, so würde man gewifs nicht so leicht und sicher zum Ziele gelangt sein, da so lange Spundwände in ihren unteren Teilen nicht anders, als sehr unregelmäfsig hätten ausfallen können.

2. Das **Ausheben** des Bodens geschieht in wasserfreiem Gelände und in künstlich trocken gelegten Baugruben durch Ausgraben und damit verwandte Arbeiten, welche man auch bis auf eine geringe Tiefe, etwa $^1/_3$ m, unter Wasser fortsetzen kann. Bei gröfserer Wassertiefe werden Baggervorrichtungen erforderlich.

Die bei der Bodenförderung im Trockenen vorkommenden Anordnungen, Geräte und Leistungen sind im Erd- und Felsbau (I. Kapitel des 2. Bandes vom I. Teil, 4. Aufl.), zum Teil auch im XI. u. XII. Kapitel des IV. Teiles (2. Aufl.) besprochen. Einzelne Gründungsarten und eigentümliche Förderungsweisen werden uns in späteren Paragraphen beschäftigen. Eine Übersicht der im Grundbau vorkommenden Baggerarbeiten und Geräte ist im § 16 (S. 100 bis 108) gegeben. Eingehend behandelt werden die Baggermaschinen im II. Kapitel des IV. Teiles (2. Aufl.).

§ 20. Umschliefsung der Baugrube. Fangdämme. In den Übersichten der §§ 24 u. 26 sind die Fälle angegeben, in welchen die Baugrube mit vorläufigen Anlagen umschlossen wird, um sie trocken legen und dann die weiteren Gründungsarbeiten zu Tage ausführen zu können. Hier sollen die dabei erforderlich werdenden Umschliefsungskörper, Fangdämme genannt, besprochen werden.

---

[374]) Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352, Auszug aus Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273.

Was zunächst ihre allgemeine Anordnung betrifft, so müssen sie im Stande sein, dem Druck des äufseren Wassers zu widerstehen, sie müssen ferner gegen die Angriffe des Wassers an ihrer Aufsenfläche gesichert und endlich genügend dicht sein, um einesteils die Bildung von Wasseradern, welche sich leicht erweitern und dann gefahrbringend für den Damm selbst werden, zu verhüten, andernteils um nicht mehr Wasser in die Baugrube treten zu lassen, als durch Schöpfvorrichtungen leicht wieder beseitigt werden kann. Das Durchsickern des Wassers kann sowohl durch den Damm selbst, wie auch unter dessen Sohle und durch das Erdreich, auf welchem er steht, erfolgen. Bei der zu wählenden Ausführungsweise ist daher darauf, sowie auf die dem Fangdamm zu gebende Standsicherheit gegen seitliche Kräfte besondere Rücksicht zu nehmen.

Der Wasserdruck, welchen der Fangdamm abhalten soll, ist von wesentlichstem Einflufs auf die Herstellungs- und Unterhaltungskosten und man mufs daher bestrebt sein, die Gründungsarbeiten möglichst in die Zeit des niedrigsten Wasserstandes zu verlegen. Ein solches Vorgehen kann zur Notwendigkeit werden, wenn die Beschaffenheit des Baugrundes eine gefährliche Auflockerung infolge zu starken Wasserdruckes und Wasserandranges befürchten läfst. Ist aber der Umfang der Arbeiten so grofs, dafs ihre Vollendung einen längeren Zeitraum in Anspruch nimmt, oder tritt auch zu der günstigsten Bauzeit ein häufiger Wechsel zwischen Hoch- und Niedrigwasser ein, so ist es geraten, die Baugrube unter Wasser zu setzen und bei Eintritt des niedrigen Wasserstandes wieder leer zu pumpen. Das Einlassen des Wassers in die Baugrube mufs dabei mit Vorsicht geschehen, um Beschädigungen zu verhüten. Man versieht den Damm zu solchem Zweck mit einem Einlafssiel.

Nicht immer werden die Fangdämme bis zur Höhe der gröfsten Fluten ausgeführt. Im Gebiet der Ebbe und Flut läfst man sie sogar häufig nicht einmal bis zur regelmäfsigen Fluthöhe reichen, wenn der Wasserspiegel sehr hoch liegt. Bei solchen Fangdämmen, die also bei jeder Flut wieder unter Wasser gesetzt werden, ist die Arbeitszeit auf die wenigen Stunden nach dem Leerlaufen der Baugrube, durch die zu diesem Zweck angebrachten Schützen, bis zu dem Zeitpunkt, wo die Flut die Krone des Dammes erreicht, beschränkt.

In manchen Fällen, namentlich bei hohem Wasserdruck und losem Untergrund, wird es vorteilhaft, in ausreichender Entfernung voneinander zwei Dämme herzustellen. Da hierbei jeder Damm nur einen Teil, bezw. die Hälfte des Wasserdruckes auszuhalten hat, so erfordern sie einen geringeren Querschnitt als ein einziger.

Hinsichtlich der Ausführungsweise der verschiedenen Anlagen, welche zur Umschliefsung der Baugrube Verwendung finden, kann man unterscheiden:

1. Erddämme,
2. Fangdämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände,
3. Vereinzelt stehende Spundwände,
4. Kasten-Fangdämme aus zwei oder mehreren Holzwänden, deren Zwischenraum mit Erde oder anderem Dichtungsmaterial ausgefüllt ist und
5. Bewegliche Fangdämme.

1. **Erddämme** sind zur Umschliefsung der Baugrube besonders dann angebracht, wenn sie als Erdkörper aus gewachsenem Boden stehen bleiben können. Als aufgeschüttete Dämme bieten sie gegen Wasserzudrang nur geringen Schutz und finden daher meist nur bei geringen Höhen und wo kein Angriff durch bewegtes Wasser zu befürchten ist, Anwendung.

2. Erddämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände haben den Vorteil, dafs man gegen die stets auf der Innenseite angebrachten Holzwände die Erde, nachdem der lose Boden vorher entfernt worden ist, feststampfen kann und dadurch eine festere Lagerung der Erdteilchen erzielt. Die Holzwand wird dabei aus Spundbohlen (s. Abb. 5, Taf. II), oder aus zwei Reihen in den Fugen sich überdeckender, in den Boden eingetriebener Bohlen, sogenannten Stülpwänden (s. Abb. 4, Taf. II), oder endlich aus Bretterwänden (s. Abb. 3, Taf. II), die sich gegen einen von leichten Pfählen getragenen Holm lehnen, gebildet (s. Abb. 1, Taf. II). Sie können bei Höhen bis zu etwa 1,5 m in Frage kommen.

Mitunter hat man die Wände auch schräg, unter 30° bis 45° geneigt, angeordnet und durch eine oder mehrere verholmte Pfahlreihen oder durch Böcke[375]) gestützt. Die Dichtung solcher schrägen Umschliefsungen wird gewöhnlich dadurch erreicht, dafs man auf die Bretter erst eine Lage von Mist, Laub oder Stroh und darüber dichte Erde bringt (s. Abb. 2, Taf. II).

3. Spundwände und Pfahlwände, welche alleinstehend hergestellt werden, nehmen wenig Raum ein, sind billig in der Herstellung und leicht zu beseitigen, erfordern aber eine grofse Steifigkeit, um gegen den Wasserdruck fest genug zu sein, und eine sorgfältige Dichtung.

Gegen die seitliche Einwirkung des Wasserdruckes werden die Wände in der Regel abgesteift, bei geringer Ausdehnung der Baugrube oft gegeneinander und je nach ihrer Höhe in einfacher oder mehrfacher Anordnung übereinander.

Um dicht zu werden, erfordern die Holzwände einen gleichmäfsigen Grund, ein sehr sorgfältiges Einrammen und ein Dichten der mehr oder weniger klaffenden Fugen, was man durch Ausstopfen mit Moos oder Werg oder durch Ausgiefsen mit Zement versucht hat. Besseren Erfolg hat man durch Anwendung von Sägespänen, namentlich aber in neuerer Zeit durch Verwendung von geteertem Segeltuch erzielt, wie nachstehende Beispiele zeigen.

α. Bei den Gründungsarbeiten der Fischerbrücke[376]) (Mühlendamm-Anlagen in Berlin) wurde beim zweiten Pfeiler in der durch Spundwände umschlossenen Baugrube der Wasserspiegel durch Pumpen zunächst um 1,5 m gegen aufsen gesenkt. Dann führte man an den Stellen, welche Undichtigkeiten zeigten, kleine, an langen Stielen befestigte, rechteckige, mit trockenem feinen Sägemehl angefüllte Holzkasten mit der offenen Seite an den Fugen der Aufsenseite der Spundwand entlang, wobei die Sägespäne durch den Wasserdruck in die Fugen gesogen wurden, dort aufquollen und dadurch eine vollständige Dichtung bewirkten. Auf diese Weise gelang es, den Wasserspiegel mit einer Pumpe, schrittweise dem Fortschritt der Dichtung folgend, in wenigen Stunden bis zur Sohle zu senken.

β. Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg (1884/86)[377]) wurde geteertes Segeltuch zur Dichtung verwendet, das, um einen wasserdichten Anschlufs an das Betonbett zu erzielen, auf der Innenseite der Pfahlwand, also vor der Betonierung, eingehängt werden mufste. Es reichte bis etwa 30 cm über Baugrubensohle und erstreckte sich nach oben bis über gewöhnliche Sturmflut. Die Aufhängung des Segeltuchs an die Pfahlwand geschah derart, dafs durch Ösen an seinem oberen Saum ein Tau hindurchgezogen und an Haken, welche in die Pfahlwand eingeschraubt waren, gehängt wurde, worauf man das Tau straff anzog. Am unteren Saume wurden an jeder dritten Naht Messingkauschen eingeschlagen und an diese, zur Beschwerung des Tuches, alte Eisenteile gehängt. Während der Betonierung wurde, um einen dem frischen Beton schädlichen Überdruck zu vermeiden, der Wasserspiegel innerhalb der Pfahlwand auf gleicher Höhe mit dem wechselnden äufseren Wasserstande gehalten und zwar durch Anbringung eines mit einer Segeltuchklappe verschliefsbaren Ausschnittes im Segeltuch und in der Pfahlwand, welche später geschlossen wurde.

---

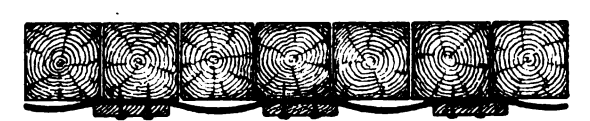
[375]) Über Fangdämme auf Böcken vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 132.

[376]) Vergl. Deutsche Bauz. 1892, S. 552.

[377]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 356 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 33.

Vor dem Leerpumpen der Baugrube, nach vollendeter Betonierung, mufste das Segeltuch gegen den äufseren Wasserdruck abgestützt werden. Anfangs geschah dies mit wagerechten gegeneinander abgesteiften Gurthölzern. Damit vermied man die Verletzung des Segeltuchs durch Nägel und ermöglichte dessen Wiederverwendung; andererseits aber erschwerte die Auswechselung der Querversteifungen den Fortgang der Maurerarbeiten. Bei dem zweiten Pfeiler hat man deshalb folgendes Verfahren angewandt. In 57 cm Entfernung voneinander wurden, nach beistehender Abb. 149, bis zur Betonoberkante reichende, 25 × 5 cm starke, lotrechte Bohlen bei niedrigem Wasserstande auf das angehängte Segeltuch mit 15 cm langen, vierkantigen Drahtstiften aufgenagelt und zwar so, dafs sie die lotrechten Nähte deckten.

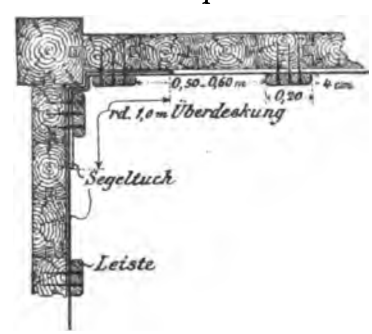
Abb. 149. *Pfahlwand.*



Die Zahl der Stifte wurde nach der Gröfse des Wasserdruckes bestimmt und dabei nach vorher angestellten Versuchen die Inanspruchnahme auf Ausreifsen bei 10 facher Sicherheit zu 40 kg angenommen. Die Baugrube erwies sich, obgleich das Segeltuch bei hohen Wasserständen einem Wasserdrucke von 3,5 m ausgesetzt war, als überraschend dicht. Die Kosten des ganzen Fangdammes, einschliefslich der Absteifungen, haben für das Quadratmeter der dem Wasserdrucke ausgesetzten Fläche der Abdämmung bei dem nördlichen Strompfeiler 18,81 M., bei dem südlichen 15,03 M. betragen.[378])

γ. Für die Ems-Brücke bei Haren[379]) wurde, um die Nagelung unter Wasser zu vermeiden, das Segeltuch zu einem Stück von etwa 28 m Länge und 5 m Breite mit lotrechten Nähten hergerichtet, auf beiden Seiten mit Steinkohlenteer getränkt und die Überdeckung in der einen Ecke (s. Abb. 150) vorgenommen. Nach Einbringen des Betons bis 0,5 m unter der endgiltigen Betonoberfläche wurden die Leisten von 20 cm Breite und 4 cm Stärke zur Befestigung des Segeltuches an die Innenseite der Spundwand angebracht, indem sie bis auf den Beton hinabgeführt und über Wasser mit Nägeln festgenagelt wurden.

Abb. 150. *Spundwand.*



δ. Anstatt, wie vorgeschrieben, das Segeltuch in einem einzigen, vorher zusammengenähten Stück anzubringen, was immerhin nicht bequem war, hat man beim Bau der Billhorner Brücke[380]) vor der Betonierung in etwa 2 m Breite hergestellte Streifen Segeltuch mit 0,30 m breiter Überdeckung der senkrechten Fugen an die Pfahlwand genagelt. Die wagerechten unteren Säume der einzelnen Streifen waren um 2 cm starke Rundeisenstangen genäht, welche die Bahnen gleichmäfsig straff zogen. Die lotrecht angesetzten Bohlen waren so lang, dafs ihr unteres Ende etwa 1 m hoch mit einbetoniert wurde. Infolge dessen brauchte die Nagelung nicht bis unmittelbar zur Betonunterfläche hinuntergeführt zu werden, was die Ausführung sehr erleichterte.

Über das bei der Saalebrücke in Kösen eingeschlagene Verfahren, die inneren Wände der dort angewandten Kastenfangdämme mit grober Sackleinwand zu dichten, vergl. unter 4. (S. 157).

4. Kastenfangdämme sind die gebräuchlichste Art der Fangdämme, die in ihrer einfachsten Anordnung in der Weise hergestellt werden, dafs man zwei Reihen von Pfählen in Abständen von 1,25 bis 1,5 m schlägt, auf jeder Pfahlreihe Holme anbringt und an die Innenseite der Pfähle dichte Bretter- oder Bohlenwände einsetzt (s. Abb. 14, Taf. II). Dann baggert man die losen Erdschichten zwischen den Wänden nach Erfordernis aus, verbindet die oben erwähnten Holme der Quere nach durch Zangen in etwa 1,5 bis 2 m Abstand und füllt den Raum zwischen den Wänden mit dem zur Dichtung dienenden Erd- oder anderen Füllmaterial aus. Auf die Querzangen können Rüstbohlen gelegt und dadurch Laufstege gebildet werden.

---

[378]) Angeblich soll das beschriebene Verfahren in ähnlicher Weise bei einem holländischen Brückenbau angewandt worden sein, wie denn überhaupt geteertes Segeltuch zur Dichtung von Spundwänden schon mehrfach, namentlich auch in Frankreich, benutzt worden ist.

[379]) Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S, 387.

[380]) Vergl. daselbst.

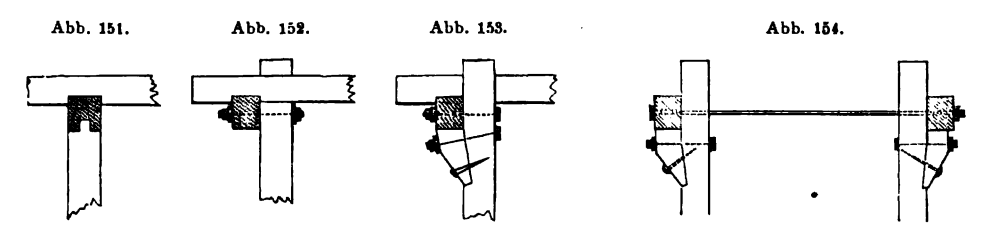
Da die innere Wand den ganzen Erddruck auszuhalten hat, ohne einen Gegendruck durch das Wasser zu erfahren, wie es bei der äufseren Wand der Fall ist, so wird sie häufig verstrebt und aus stärkeren Hölzern als diese letztere hergestellt.

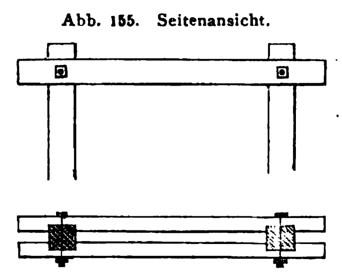
a) Die Breite oder Stärke des Fangdammes zwischen den Wänden macht man nach einer alten Regel bei Höhen bis zu 2,5 m etwa der Höhe gleich, bei gröfseren Höhen gleich der halben Höhe, vermehrt um 1,25 m. In Frankreich gibt man den Wänden bei Höhen bis zu 3 m die volle Höhe zur Breite, bei gröfseren Höhen $^1/_3$ der Höhe, vermehrt um 2 m.

In neuerer Zeit macht man die Fangdämme indessen häufig schwächer, steift sie ab und erreicht den erforderlichen Grad von Dichtigkeit durch besonders gute Füllstoffe. Die Krone des Fangdammes läfst man den höchsten Wasserstand, welchen man abhalten will, um etwa 0,30 bis 0,50 m, bei starkem Wellenschlag auch um mehr überragen.

Die zum Zusammenhalten der Wände dienenden Zangen werden über die Holme gekämmt. Letztere verbindet man mit den Pfählen vierfach durch Zapfen (vergl. nachstehende Abb. 151); besser ist es indessen, die Holme an den Aufsenseiten der Pfähle zu befestigen (Abb. 152) und etwa auf Knaggen ruhen zu lassen (Abb. 153). Die Zangen werden dabei häufig durch eiserne Anker ersetzt (Abb. 154). Ausnahmsweise werden die Holme auch fortgelassen und die Pfähle unmittelbar durch die überblatteten und mit ihnen verbolzten Zangen gehalten (Abb. 155 u. 156).

Abb. 151 bis 156. *Anbringung der Holme, Zangen und Anker.*





b) Wandausbildungen. α. Zu den Brett- oder Bohlenwänden werden die Hölzer entweder wagerecht oder lotrecht angeordnet. In ersterem Fall (s. Abb. 14, Taf. II) kann man bei geringer Wassertiefe die einzelnen Bohlen an den Pfählen hinunterschieben. Bei gröfserer Tiefe verbindet man sie zu Tafeln von etwa 5 bis 6 m Länge (s. Abb. 7 bis 9, Taf. II) und sorgt dafür, dafs der Stofs zwischen zwei Tafeln jedesmal auf die Mitte eines Pfahles trifft. Zur gröfseren Dichtigkeit wird der Stofs noch durch eine lotrecht aufgesetzte Bohle überdeckt. Die wagerechten Bohlen lehnen sich gegen die einzelnen Pfähle des Fangdammes, welche ihnen also unmittelbar als Stützpunkte dienen. Auf der Innenseite angebrachte Leisten verbinden die Bohlen miteinander und verhüten das Ausbauchen einzelner. Bei beträchtlicher Höhe und bei Stromangriff sind solche Tafeln schwer aufzustellen. Deshalb und weil die unteren wagerechten Bohlen bei unebenem Boden sich diesem nicht genau anschliefsen, stellt man sie ebenso häufig lotrecht. Das einfachste Verfahren besteht in dem Einstofsen einzelner Bohlen nebeneinander (s. Abb. 6, Taf. II), welche sich gegen die Holme lehnen, oder in doppelter Reihe als Stülpwand, bei der die Bohlen in den Fugen sich gegenseitig decken.

Ist die Höhe des Fangdammes so grofs, dafs die Bohlen zwischen dem Holm und dem Grunde zu stark sich ausbauchen würden, so werden an den Pfählen Gurtungen oder Rahmhölzer angebracht, gegen welche die Bohlen sich stützen. Das Befestigen dieser Gurtungen an den Pfählen unter Wasser bietet meist grofse Schwierigkeiten. Deshalb pflegt man sie mit Stangen oder Pfählen zunächst zu einem Rahmen zu verbinden und diesen so festzustellen, dafs die Enden der Gurtungen gegen die Pfähle sich lehnen und die lotrechten Stangen zwischen sie zu stehen kommen (s. Abb. 12 u. 13, Taf. II). Die gegen die wagerechten Rahmhölzer zu setzenden lotrechten Bohlen werden bei weichem Boden etwa 0,5 m, nach Umständen auch mehr oder weniger eingetrieben, bei Felsboden nur bis auf diesen geführt.

β. Spund- und Pfahlwände. In vorhin beschriebener Weise sind die Wände für Fangdämme von etwa 3 bis 3,5 m Höhe herzustellen.[381]) Bei gröfseren Höhen empfiehlt es sich, statt der einfachen Bohlen- und Stülpwände Spundwände anzuordnen, die gröfsere Dichtigkeit und Steifigkeit gewähren und besser einzurammen sind. Die oberen Zwingen werden dabei entweder unabhängig von den Holmen angeordnet (s. Abb. 11, Taf. II) oder man benutzt den Holm als eine der Zwingen (s. Abb. 10). Werden aufser den oberen Zwingen wegen der Höhe des Fangdammes auch untere nötig, so können diese in ähnlicher Weise, wie oben beschrieben, als Teil eines Rahmens eingesetzt werden, dessen lotrechte Hölzer einzelne Spundbohlen bilden (s. Abb. 24 bis 26, Taf. II, Neuillybrücke, Perronet).

Die inneren Zwingen veranlassen leicht ein Anhängen des Füllbodens und werden daher häufig nach Herstellung der Wände vor dem Einfüllen des Bodens entfernt oder unten von vornherein fortgelassen.

Wo endgiltige Umschliefsungen des Grundbaues durch Spundwände angeordnet werden, kann man letztere als innere Fangdammwände benutzen (s. Abb. 6, Taf. V, Neisseviadukt bei Görlitz), wenn eine solche Einschränkung der Baugrube zulässig erscheint.

Für Fangdämme, welche einen aufsergewöhnlich grofsen Wasserdruck auszuhalten haben, werden die Wände auch als Pfahlwände ohne Spundung hergestellt, wie das mehrfach bei englischen Bauten vorgekommen ist (s. Abb. 16 bis 19, Taf. II).

Namentlich bei dem für das Rammen ungünstigen Kies- und festen Sandboden zeigen Pfahlwände eine gröfsere Dichtigkeit als Spundwände, bei denen durch Abspringen der Brüstungen und durch Einkeilen von Steinchen zwischen Nut und Feder leicht Unregelmäfsigkeiten eintreten; zudem stellen sich die Pfahlwände, für welche Stärken von 22 bis 24 cm gewählt werden können, billiger als Spundwände.[382])

Ein aus 5 m langen, 20 cm starken, unten zugespitzten Rundhölzern bestehender Fangdamm (s. Abb. 23, Taf. II) wurde beim Bau der neuen Saalebrücke in Kösen, nach Anordnungen des Regierungs- und Baurates Hoffgen[383]) in Merseburg, in der Weise errichtet, dafs die Pfähle an den Berührungsstellen 5 bis 10 cm breite angehauene Flächen erhielten. Die beiden Pfahlwände waren 1,5 m voneinander entfernt, der zwischen ihnen befindliche Kies wurde sorgfältig mittels Erdbagger bis auf die über dem Felsen lagernde dünne Tonschicht entfernt, die oft 10 cm und mehr betragenden

[381]) Über die Anwendung von 1,25 m breiten und etwa 9 m hohen Tafeln aus lotrechten Bohlen von nur 5 cm Stärke mit wagerechten Gurten vergl. Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 63.

[382]) Vergl. Garbe, Der Weichselhafen in Brahemünde. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 228.

[383]) Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 411.

Zwischenräume mit grober Sackleinwand auf der Innenseite des Fangdammes geschlossen und danach der aus lehmiger Ackererde bestehende Füllstoff eingebracht.

Als Rammlehre sowohl, wie zur Absteifung der Fangdämme im Innern der Baugrube, dienten zwei übereinander liegende, aus starken Rundhölzern bestehende Rahmen, von denen der untere, zunächst schwimmend an die Baustelle gebracht, mit eingerammten Führungspfählen versehen und vorläufig mittels Klammern an diesen in Wasserspiegelhöhe befestigt wurde. Auf diesem unteren Rahmen wurden sodann Stiele von der Länge des beabsichtigten Abstandes der beiden Rahmen aufgestellt und der obere Rahmen auf die Stiele aufgebracht. An den Führungspfosten wurden dann Knaggen in der für den oberen Rahmen beabsichtigten Höhe befestigt, worauf man die Klammern gleichmäfsig löste und den ganzen Absteifungsbau langsam senkte, bis der obere Rahmen sich auf die Knaggen an den Führungspfählen auflagerte. Mit Hülfe auf Flöfsen stehender Zugrammen konnte nun die innere Pfahlwand schnell geschlagen werden. Auch die Rammlehren der äufseren Pfahlwand konnten leicht in Wasserspiegelhöhe schwimmend angebracht, gegen die feststehende innere Wand abgesteift und damit der Fangdamm vollendet werden.

Der Wasserzudrang zur Baugrube war äufserst gering, so dafs das Pumpen häufig ganz eingestellt werden konnte.

Sehr hohe Fangdämme teilt man häufig der Breite nach in verschieden hohe Teile und erreicht damit den Vorteil, dafs man die untere Breite der Dämme nicht auf ihre ganze Höhe durchzuführen braucht und dafs etwaige undichte Stellen durch die mittleren Wände unterbrochen werden (vergl. Abb. 15 u. 16, Taf. II); letztere zeigt den von Telford beim Bau der Katharinendocks zu London angewandten Fangdamm.[384])

Als Beispiele von Verstrebungen an der Innenseite der Fangdämme können die in Abb. 16 bis 19, Taf. II dargestellten englischen Anordnungen für Dämme von sehr bedeutenden Abmessungen gelten, wobei das Einbringen der Verstrebungen durch die Ebbe erleichtert worden ist. Abb. 19 zeigt den Fangdamm vom Bau des Parlamentshauses in London, Abb. 17 u. 18 den vom Bau der Grimsby Docks.[385])

c) Füllstoffe. Die zur Ausfüllung des Raumes zwischen den Wänden verwandten Bodenarten sind meist Ton, Lehm oder feste Erde, bei deren Verarbeitung man eine so starke Durchweichung mittels Wasser zu vermeiden hat, dafs sie dadurch ihren Zusammenhang verlieren. Die Bodenarten müssen sich dicht lagern lassen und deshalb gut zerteilt, frei von Klumpen, ohne Wurzeln, Holzstücke und andere fremdartige Körper sein. Wo besondere Sorgfalt erforderlich ist, müssen sie vor ihrer Verwendung tüchtig durchgearbeitet werden, dann schnell in dünnen Lagen eingebracht und gehörig gestampft oder geknetet werden. Ton mufs man besonders vorsichtig behandeln, weil er sich leicht undicht lagert und in zu nassem Zustande seine Dichtigkeit verliert.

Von englischen Ingenieuren wird empfohlen, ihn mit Kies zu vermengen, um ihn weniger leicht berstend, dichter und bindender zu machen. Mergel, fein zerteilt und gut gestampft, wird von Engländern gern verwandt, ebenso Kreide; letztere besonders in Verbindung mit Ton.

Perronet hat beim Bau der Neuillybrücke gewöhnlicher Dammerde, die er in der Nähe der Baustelle graben liefs, den Vorzug vor Ton gegeben. Sehr geeignet als Füllstoffe sind lehmige Erden und mit Sand gemischter Lehmboden.

Sand, der zuweilen zum Ausfüllen des Fangdammes benutzt worden ist, lagert sich nicht ganz wasserdicht, bildet aber auch keine grofsen Höhlungen, weil diese jedesmal

[384]) Über Fangdämme beim Bau von Kaimauern in Dublin, Birkenhead, Hull siehe Minutes of proceedings of the Inst. of Civileng. London, Vol. 51, S. 137 by W. James Doherty; als Übersetzung in der holländischen Zeitschr. d. Ing. 1880/81, S. 234.

[385]) Über Anlage eines Fangdammes für den Bau zweier Sligs zu Göteborg in Schweden siehe Deutsche Bauz. 1880, S. 280.

durch den Sand selbst wieder ausgefüllt werden würden. Sandiger Erde hat man wohl $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ Kalkbrei zugesetzt und sie dadurch als Füllstoff besonders geeignet macht. Mit gutem Erfolg hat man mitunter an den Wänden der Kastenfangdämme fetten Boden und in der Mitte Sand verwendet.

Ein ausgezeichneter, aber auch teurer Füllstoff ist der Beton, von dessen Anwendung zu Fangdämmen bei der Betongründung noch die Rede sein wird[386]) (s. § 29).

d) Dichtung. Von Wichtigkeit für die Herstellung eines dichten Fangdammes ist es, dafs zwischen der eingefüllten Erde und dem gewachsenen Boden die Durchsickerung von Wasser tunlichst vermieden werde, weshalb auf ein sorgfältiges Ausbaggern alles losen, weichen und durchlässigen Bodens Bedacht zu nehmen ist. Häufig wird es zweckmäfsig sein, schon vor dem Eintreiben der Pfähle den Baugrund auf eine gewisse Tiefe auszubaggern, indem dadurch das Eintreiben der Pfähle und Wände erleichtert wird, und dann nach Herstellung der letzteren die weitere Vertiefung für den Erdkörper zwischen den Wänden vorzunehmen. Beim Anschlufs eines Fangdammes an ein Ufer wird er auf eine kurze Strecke in das Ufer hineingeführt, nachdem dieses vorher von Wurzeln und allen fremdartigen Teilen, welche die dichte Verbindung hindern könnten, befreit ist. Wo ein inniger Anschlufs nicht möglich ist, wie bei Mauern, Wänden u. s. w., mufs eine Dichtung der Fuge von aufsen durch Stroh, Mist, Laub und darüber dicht gelagerte und gestampfte Erde vorgenommen werden, was jedoch nur selten zu einer vollständigen Dichtung führt.

Ist ein Fangdamm undicht geworden, so gelingt nur selten eine Ausbesserung durch Dichten der Fugen an der der Baugrube zugekehrten Seite. In der Regel wird eine Erneuerung der Füllerde an den undichten Stellen des Erdkörpers erforderlich. Ein anderes Mittel besteht darin, dafs man an der Aufsenseite Gegenstände versenkt, die, vom Wasser erfafst, in die Öffnung hineingetrieben werden und dadurch den Leck stopfen. Man benutzt dazu mageren Mist, vor allem aber Sand, der in der Nähe der undichten Stellen in das Wasser geschüttet, von der Strömung mit fortbewegt wird und die Adern verstopft. Über Dichtung mit Sägespänen s. S. 154. Mitunter hat man auch mit Erfolg eine wasserdichte Leinwand, mit Steinen beschwert, vor dem Fangdamm niedergelassen, die, vom Wasser gegen den Damm geprefst, die Dichtung bewirkt hat; über Dichtung mit geteertem Segeltuch vergl. S. 155 u. 158.

Unterwaschene Stellen schützt man durch Steinschüttungen oder durch Eintreiben tiefstehender Pfahl- und Bohlenwände.

Die Gefahr der Entstehung von undichten Stellen ist am meisten da vorhanden, wo Verbindungsteile quer durch den Fangdamm reichen. Bei Dämmen für die meist vorkommenden Zwecke sind sie in der Regel zu vermeiden; bei Bauarten von aufsergewöhnlicher Höhe wird indessen eine Querverbindung der lotrechten Wände oft erforderlich und dann meist durch eiserne Anker bewirkt (s. Abb. 16 bis 19, Taf. II). Wenn bei der geringen Querschnittsfläche dieser Teile die Bildung von Wasserkanälchen in nicht erheblichem Mafse sich zeigt, so ist nichtsdestoweniger die Neigung dazu vorhanden, was eine fortgesetzte Beobachtung notwendig macht.

Am wirksamsten wird solchen Undichtigkeiten dadurch vorgebeugt, dafs man die hohen Fangdämme der Breite nach in verschiedene Teile teilt, ein Verfahren, welches

[386]) Beim Bau der Duerobrücke bei Regoa hat man die Fangdämme unten mit einer 0,75 m starken Lage von Beton und darüber mit Lehm gefüllt; vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 61. — K. Klein in Hannover ist ein Gefrierfangdamm patentiert worden, der aus einem Kasten besteht, innerhalb dessen Doppelwänden das Wasser zum Gefrieren gebracht wird (D. R. P. No. 151764). Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 508.

man, wie bereits erwähnt, zu dem weiteren und wichtigen Zwecke häufig anwendet, um die untere Breite des Dammes nicht auf seine ganze Höhe durchführen zu brauchen (vergl. die Abb. 15 u. 16, Taf. II).

Besondere Vorsicht verlangt die Herstellung von Fangdämmen auf schlammigem, weichen Untergrunde, wo man, um die genügende Standsicherheit zu erhalten, lange und kräftige Pfähle anzuwenden und auf sorgfältige Beseitigung des schlammigen Bodens unter dem Erdkörper Bedacht zu nehmen hat.

Hat man dagegen Fangdämme auf Felsboden zu errichten, welcher das Eintreiben von Pfählen unmöglich macht, so pflegt man in den Felsen Bohrlöcher einzutreiben und in diese eiserne Stangen (Pfähle) einzusetzen, gegen welche sich die Wände des Dammes lehnen. Derartige Dämme erfordern eine reichlich bemessene Breite oder eine sorgfältige Absteifung, um genügend standsicher zu werden.

In der Grundrifsanordnung der Fangdämme sucht man die häufigen scharfen Ecken zu vermeiden, weil sie die dichte Herstellung der Umschliefsungswände und die feste Lagerung der Füllerde erschweren. Die Engländer pflegen deshalb die Fangdämme, statt in gebrochenen Linien, wohl in Kurven um die Baustelle zu führen.[387])

Bei der Beseitigung der Fangdämme, nachdem sie ihren Zweck erfüllt, ist Bedacht darauf zu nehmen, dafs durch die Entfernung der in den Boden reichenden Hölzer, insbesondere durch das Ausziehen der Pfähle, nicht eine das Bauwerk gefährdende Lockerung des Bodens entstehe. Meist wird es zweckmäfsiger sein, die Pfähle abzuschneiden, als sie zu entfernen.

5. Bewegliche Fangdämme. Bei Felsboden, sowie bei grofsen Wassertiefen und starkem Stromangriff sind mit gutem Erfolg häufig Fangdämme aus versetzbaren Abteilungen, die vorher fertig zusammengezimmert und dann an Ort und Stelle gebracht wurden, hergestellt worden. Solche bewegliche Fangdämme gestatten vielfach eine mehrmalige Verwendung und ermöglichen damit, gegenüber den festen Fangdämmen, in gewissen Fällen eine Verminderung der Baukosten.

α. Beim Bau der St. Lorenz-Brücke zu Montreal in Kanada hat man grofse hölzerne Kasten nach der Baustelle geflöfst, dann durch Öffnen von Schutzvorrichtungen mit Wasser gefüllt und durch eingepackte Steine zum Sinken gebracht. Das Verfahren hatte hier den Zweck, zunächst ruhiges Wasser zu schaffen, in welchem dann später der eigentliche Fangdamm errichtet wurde.[388])

β. Als ein Beispiel eines vollständigen beweglichen Fangdammes kann der bei Forträumung von Felsklippen im Schuylkill-Flufs in Nordamerika zur Anwendung gekommene angeführt werden, der, wenn auch nicht für Zwecke des Grundbaues im engeren Sinne bestimmt, doch bezeichnend ist für Ausführungen der in Rede stehenden Art. Von rechteckiger Grundrifsform, ist er aufsen 14,63 m lang, 9,76 m breit, innen 10,98 m lang und 6,10 m breit. Die Seitenwände haben eine Höhe von 2,44 m und sind aus Balken von 20 bis 25 cm Stärke gebildet, welche, durch wagerechte Querbalken gleicher Stärke und durch eiserne Zugstangen zu einem festen Rahmen von 1,82 m Breite verzimmert, den Arbeitsraum einschliefsen. Jede der vier Seiten des Fangdammes hat vier Abteilungen, von denen je zwei kastenförmig geschlossen sind und den Rahmen im leeren Zustande schwimmend erhalten.

Um die Schleusen des kanalisierten Schuylkill-Flusses durchfahren zu können, ist der Fangdamm der Breite nach in zwei Teile zerlegt, die, sobald sein Bestimmungsort erreicht ist, mittels Ketten und Deckleisten wieder zu einem ganzen verbunden werden. Alsdann läfst man durch Öffnen von Zapfenlöchern Wasser in die vorgenannten Kasten ein und bringt den Rahmen dadurch, sowie durch Beschweren mit Steinen zum Sinken. Steht er auf dem Grunde auf, so legt man ihn mit Hülfe von Scherbäumen fest, sucht durch Taucher diejenigen Stellen, die wegen Unebenheiten des Flufsbettes Lücken zeigen,

[387]) Über einen Fangdamm von kreisrunder Form, beim Bau des Nordseehafens von Amsterdam von dem englischen Ingenieur Hawkshaw angewandt, vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 416.

[388]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 546 u. a. O.

möglichst zu verzwicken und treibt dann aufsen herum Spunddielen von 7 bis 10 cm Stärke bis auf den Boden oder mit leichten Rammschlägen in ihn hinein und dichtet die Dielenwand mit Hilfe von Tauchern durch einen Ring von Latten oder Beton ab.

Will man den Fangdamm nach beendeter Räumungsarbeit an eine andere Stelle bringen, so entfernt man die ihn beschwerenden Gegenstände, schliefst die Einlafsöffnungen für das Wasser und pumpt die Kasten leer, worauf das Rahmwerk wieder schwimmt.

Mehrjährige Erfahrung hat gezeigt, dafs ein derartiger Fangdamm häufige Ortsveränderungen gut verträgt und dafs selbst die Spundwand bei jeder neuen Benutzung nur zu etwa 5 bis 10% erneuert zu werden braucht. Es wird angegeben, dafs der beschriebene Fangdamm 4800 M. gekostet hat und dafs 7 Arbeiter in 4 bis 6 Tagen seine Aufstellung, sowie die Trockenlegung der Arbeitsstelle vollenden können.[389])

Als bewegliche Fangdämme in weiterem Sinne könnten auch die Schwimm- oder Senkkasten mit und ohne Boden angesehen werden, jedoch hat sich ihre Anwendung zu besonderen Gründungsweisen ausgebildet und wird daher in den §§ 31 bis 33 gesondert behandelt.[390])

6. Die Kosten. Was endlich die Kosten der Fangdämme betrifft, so sind diese nach den Preisen für die Baustoffe und für die Arbeitskräfte (Rammen u. s. w.) in jedem einzelnen Fall unschwer zu ermitteln.

Beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna (1872/75) haben die Fangdämme von 2,2 m Stärke und etwa 4 m Höhe bei 3 m Wasserdruck, aus 2 Pfahlreihen 1,1 m voneinander abstehender Pfähle bestehend, welche auf durchschnittlich 2 m Tiefe eingerammt, verholmt, an der inneren Seite mit einer 0,14 m starken Spundwand, an der äufseren aber mit einer Wand aus 0,095 m starken, stumpf aneinander gestofsenen Pfosten versehen wurden, f. d. lfd. m des mittleren Umfanges 228 M. 50 Pf. gekostet. Von diesen Kosten entfielen 23 M. auf 1 Nutpfahl in den Ecken, 19 M. auf 1 Rundpfahl, 18 M. auf 1 Spundpfahl, 10 M. 50 Pf. auf 1 Pfosten, 22 M. auf Verholmen, Zangen, Riegel, Verbolzen und Verankern f. d. lfd. m und endlich 3 M. auf 1 cbm Lehmfüllung. Die Kosten des späteren Wiederabbruchs der Fangdämme berechneten sich auf 16 M. f. d. lfd. m.[391])

§ 21. Trockenlegung der Baugrube. Wo die Trockenlegung und Trockenerhaltung der Baugrube nach der gewählten Gründungsart und nach der Tiefenlage des Grundmauerwerks zum Wasserstande erforderlich wird, kann sie entweder durch Druckluft erfolgen, welche einerseits das Wasser hinausdrängt und andererseits das Eindringen des Wassers von aufsen verhindert, oder durch unmittelbares Beseitigen des von aufsen eindringenden Wassers. Erstere Art der Trockenlegung bildet das Wesen der im II. Kapitel näher besprochenen Druckluftgründung; letztere, mit der wir uns hier noch kurz zu beschäftigen haben, tritt überall da ein, wo die Sohle der Baugrube offen gelegt und durch eine natürliche oder künstliche Umschliefsung, Fangdämme u. s. w. gegen den unmittelbaren Andrang des Wassers geschützt ist.

Der Zuflufs des Wassers kann teils durch die nicht vollständig dichten Umschliefsungswände, teils durch den Boden der Grube stattfinden und wird daher von der Ausdehnung der Baugrube, von der Dichtigkeit des Bodens und von der Druckhöhe, d. h. von dem Höhenunterschiede des äufseren und inneren Wasserstandes abhängen, daneben aber durch den Abstand der Baugrube von einem etwa vorhandenen offenen Gewässer beeinflufst werden.

Nicht immer ist es zulässig, bei starkem Wasserandrange und bei durchlässigem Boden die Trockenlegung der Baugrube durch kräftiges Wasserschöpfen zu erzwingen, weil

---

[389]) Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 34. Weitere Angaben nebst Zeichnungen finden sich im Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 446 ff.

[390]) Über die Aufstellung der Fangdämme beim Bau der Duerobrücke zu Regoa s. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 461.

[391]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 32.

dabei eine nachteilige Auflockerung des Bodens entstehen kann[892]); zuweilen macht auch die Menge des zufliefsenden Wassers die Trockenlegung unmöglich. In solchen Fällen wird, wenn nicht ein Verlegen der Baugrube statthaft ist, eine Änderung der Gründungsart eintreten müssen. In weniger schlimmen Fällen ist das Streben zunächst auf eine Verminderung des Wasserzudrangs und sodann auf eine zweckmäfsige Anordnung der Wasserschöpfarbeiten bei Einschränkung derselben auf möglichst kurze Zeit zu richten.

Wo in der Wahl der Baustelle ein gewisser Spielraum gelassen ist, wird man sie, nach genauer Untersuchung der Boden- und Wasserverhältnisse, mit Rücksicht auf möglichste Erleichterung der Gründungsarbeiten festlegen und durch eine richtige Entscheidung den hier in Rede stehenden Zweck einer Minderung des Wasserzuflusses fördern können. Wo die Lage der Baustelle gegeben, aber die Wahl der Bauzeit innerhalb gewisser Grenzen frei steht, ist es vorteilhaft, die mit Wasserschöpfen verbundenen Gründungsarbeiten in der Zeit des niedrigsten Wasserstandes, also gewöhnlich im Spätsommer oder Herbst, auszuführen.

Häufig gelingt es durch Anlage eines Abzuggrabens, eines unterirdischen Kanals, eines Stollens oder dergl. das Wasser aus der nächsten Umgebung der Baugrube nach einem entfernter liegenden Wasserbecken oder fliefsenden Wasser abzuleiten und dadurch den Spiegel zu senken. Beispielsweise wird dieses häufig bei Schleusen und Wehranlagen möglich. Ausnahmsweise hat man auch wohl die Wasseradern, ehe sie die Baugrube erreichten, unterirdisch abgefangen.

Bei wichtigen Bauwerken und in Fällen, wo der Andrang des Wassers durch das Grundwasser, bezw. durch einzelne wasserführende Schichten bewirkt wird, hat man eine Senkung des Wasserspiegels dadurch herbeigeführt, dafs man vor dem Aushub der Baugrube, in ihrer Nähe, Brunnen abteufte und das in ihnen sich sammelnde Wasser auspumpte. Wird dabei eine Senkung des Grundwasserspiegels bis unter die Sohle der Baugrube ermöglicht, so fliefst das Wasser nicht mehr dieser, sondern den tieferen Brunnen zu und jede Auflockerung des Bodens wird vermieden. Aber auch bei geringer Senkung des Grundwasserspiegels wird immerhin erreicht, dafs die beim Aushub der Baugrube sich zeigenden Quellen unter geringerem Wasserdruck stehen, als dies sonst der Fall sein würde. Das erwähnte Mittel ist, wie leicht zu ersehen, kostspielig und wird daher nur bei wichtigen Bauwerken und unter besonderen Bodenverhältnissen in Frage kommen können. Ein wesentlicher Teil der Kosten entsteht durch das auf lange Zeit fortzusetzende Wasserschöpfen. Mit gutem Erfolge hat man das besprochene Verfahren beim Bau der Holtenauer Schleuse am Kaiser Wilhelm-Kanal angewandt, ferner beim Bau des neuen städtischen Wasserwerks in Budapest und bei den durch Schwimmsand geführten Strecken der Pester Untergrundbahn.[893])

Tritt in der Baugrube selbst das Wasser an einzelnen Stellen besonders heftig hervor, so hat man oft versucht, solche vereinzelte Quellen zu dichten oder durch Abdämmung unschädlich zu machen. Das Verstopfen der Quellen durch Eintreiben von Pfählen, durch Einstampfen von Ton, Einfüllen von Beton, Einschütten von Schrotkörnern und ähnliche Mittel, deren mehrere nur bei ruhigem Wasser, also zeitweisem Einstellen der Schöpfarbeiten und Anfüllung der Baugrube mit Wasser möglich werden,

---

[892]) Vergl. Über die Gefahren bei Gründung in Triebsand durch starkes Auspumpen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 40.

[893]) Vergl. hierzu: Ein neues Verfahren zur Trockenlegung von Baugruben. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543; 1896, S. 19 und 1898, S. 73, 88 u. 190; vergl. auch Baugewerkszeitung 1898, S. 1514.

gelingt nur selten. Wirksamer ist in der Regel das Umschliefsen der Quellen mit einem dichten, unten offenen Kasten, einem Fafs, einer Röhre u. dergl., in welchen das Wasser, ohne sich in die Baugrube ergiefsen zu können, in der Höhe des Aufsenstandes gehalten wird.

Beim Rammen der Pfähle innerhalb der durch Spundwände abgeschlossenen Baugrube für „Mauern binnendeichs“ des neuen Hafens in Cuxhafen[394]) entsprangen dem Boden Quellen, von denen eine einen 3 m tiefen Kolk ausspülte. Dieser wurde 3 m hoch mit Sandsäcken ausgefüllt und darauf die Füllung des Raumes zwischen den Spundwänden, teils mit Beton, teils mit reinem Zement, fortgesetzt. Vier Meter höher wurde ein Abflufsrohr durch die äufsere Spundwand geführt und auf übergedeckter, wasserdichter Leinwand konnte ferner der Beton im Trockenen eingebracht werden. Zwei bis unter das Abflufsrohr reichende Röhren von 4 cm Durchmesser wurden aufwärts bis zur Deckplatte geführt und später, nach Eröffnung des Hafens, mit 900 Liter Zement vollgegossen, um die Zwischenräume der Säcke so viel wie möglich zu füllen.

Stark quelligen Boden hat man zuweilen durch eine Lage Ton oder Beton gedichtet (Grundfangdamm), ein Verfahren, welches namentlich bei einigen französischen Bauwerken in umfangreicher Weise zur Ausführung gelangte, aber sehr umständlich ist. In neuerer Zeit pflegt man bei derartigen Bodenerscheinungen zu anderen Gründungsarten zu greifen.

Zur Beseitigung des in die Baugrube dringenden Wassers wird es zunächst durch passend angelegte Wasserzüge meist aufserhalb des Grundbaues in eine durch Ausgrabung oder Baggerung hergestellte Grube, den sogenannten Sumpf geleitet. Die Anlage einer solchen Vertiefung, deren Wände je nach Erfordernis durch Spundwände oder andere Bekleidungen gegen Einstürzen gesichert werden, hat den doppelten Zweck, die Sohle der Baugrube möglichst trocken zu halten, und die gröberen Erdteile, durch welche das Wasser verunreinigt wird, sich ablagern zu lassen, so dafs sie nicht in die Schöpfmaschinen gelangen. Von Zeit zu Zeit können sie dann durch Baggerung entfernt werden. Die Entnahme des Wassers aus dem Sumpfe erfolgt zweckmäfsig möglichst nahe der Oberfläche, wo es am wenigsten mit festen Bestandteilen gemischt ist.

Zur vorteilhaften Anordnung der Wasserschöpfung ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs das Wasser nicht höher gehoben wird, als es nach dem Stande des Aufsenwassers erforderlich ist. Gewöhnlich legt man den Abflufs in die Kronenhöhe des Fangdammes. Wenn diese nun aber nach dem höchsten Wasserstande bestimmt ist und das Aufsenwasser zeitweise wesentlich tiefer steht, so wird durch die unnötig hohe Hebung des Wassers eine Arbeitsverschwendung herbeigeführt. Für solche Fälle ist es daher geraten, die Schöpfmaschinen so einzurichten, dafs sie mit verschiedener Hubhöhe arbeiten können, und durch den Fangdamm Abflufsgräben in verschiedener Höhe zu führen. Diese können von vornherein bei Anlage der Fangdämme vorgesehen werden, oder auch durch spätere Durchschneidung des Fangdammes vorübergehend hergestellt und bei steigendem Wasser wieder beseitigt werden. Derartige Vorkehrungen sind besonders bei schnell wechselnden Wasserständen, also im Gebiete der Ebbe und Flut, wichtig und wurden häufig in Form von hölzernen Rinnen mit kleinen Schützen oder Klappen gegen die höheren Aufsenwasserstände angeordnet. Vergl. hierüber auch das in § 20 (S. 153) über die Anlage der Fangdämme im Flutgebiet Gesagte.

Anstatt den Fangdamm auf solche Weise zu durchbrechen, was leicht zu einer Schwächung desselben führt, kann man auch durch Anbringung von Hebern das Wasser über den Fangdamm hinüberleiten. Man hat dazu den einen Schenkel des Hebers

[394]) H. Lentz, Der neue Hafen in Cuxhafen. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 411; vergl. auch den Quellaufbruch beim Grundausheben für die Schleuse in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 437.

innerhalb der Baugrube in einen Kübel tauchen zu lassen, in welchem ein etwas höherer Wasserstand als aufsen erhalten wird und in den hinein die Schöpfmaschinen das Wasser giefsen.

Bei der Wahl der Schöpfmaschinen zu einem bestimmten Zweck ist der Umfang der zu verrichtenden Arbeit eine der wichtigsten Gröfsen und diese ist abhängig von der Zeitdauer, während welcher die Trockenhaltung der Baugrube zu geschehen hat und zweitens von der Gröfse der in der Zeiteinheit erforderten Leistung. Hiernach wird man zunächst zu entscheiden haben, ob elementare, tierische oder Menschenkräfte anzuwenden sind. Die ersteren verursachen die geringsten Betriebskosten und die gröfsten Anlagekosten für Maschinen u. s. w. Sie können daher erst bei einem bestimmten Umfange der Arbeiten ebenso billig werden, als die nur geringe Anschaffungskosten, aber hohe laufende Kosten verursachende Arbeit der Menschen. Verteilen sich aber die Anschaffungskosten auf eine diese Grenze überschreitende Gesamtleistung, so liegt der wirtschaftliche Vorteil in der Anwendung der elementaren Kräfte und wächst mit der Gröfse der Gesamtleistung. Mit den Fortschritten der Technik, mit der Herstellung sehr einfacher und leicht zu bedienender Dampfmaschinen ist die Grenze, bei welcher die Anwendung der Menschenkraft zu mechanischen Leistungen aufhört, vorteilhaft zu sein, immer mehr herabgedrückt, die Benutzung der unorganischen Kräfte, namentlich des Dampfes, mit welchem an einigen Orten die Elektrizität in wirksamen Wettbewerb treten kann, immer mehr begünstigt worden.

Die Arbeit der Menschen für die hier in Rede stehenden Zwecke, für die Bedienung der Schöpfmaschinen, behält dennoch eine grofse Bedeutung bei wenig umfangreichen, nur kurze Zeit andauernden Arbeiten und oft auch über die Grenze des wirtschaftlich Vorteilhaften hinaus wegen der weniger umständlichen Vorbereitungen, welche ihre Anstellung erheischt, wegen geringeren Raumerfordernisses und wegen der leichter möglichen Vermehrung der Arbeitskräfte bei plötzlich eintretendem Bedürfnis.

Die Anwendung tierischer Kräfte bietet die letzterwähnten Vorteile nicht und da die zu ihrer Aufnahme erforderlichen Maschinen keineswegs ganz einfach sind, so findet sie nur ausnahmsweise statt.

Eine Übersicht der im Grundbau gebräuchlichen Wasserhebevorrichtungen ist im § 16 gegeben. Eingehend behandelt werden diese im I. Kapitel des IV. Teiles.

B. Die verschiedenen Arten der Gründungen.

§ 22. Allgemeines, Einteilung und Übersicht. Der Zweck einer jeden Gründung ist: dem Bauwerk eine Grundfläche zu schaffen, welche den Gesamtdruck aufnimmt, ohne in einer ihm schädlichen Weise nachzugeben.

Eine vollständige Unbeweglichkeit des Grundbaues ist nur selten zu erreichen; wo daher eine Prefsbarkeit des Bodens vorauszusehen ist, mufs das Streben darauf gerichtet sein, die Bewegungen auf ein möglichst geringes Mafs einzuschränken und vor allem jedes ungleichmäfsige Setzen zu verhindern. Üben benachbarte Teile eines Bauwerks einen verschiedenen Druck auf die Grundfläche aus oder ist bei gleichen Lasten der Baugrund wechselnd, so wird man veranlafst werden können, verschiedene Gründungsweisen anzuwenden. In solchen Fällen ist immer die Möglichkeit eines ungleichen Setzens vorhanden und bei der Ausführung zu berücksichtigen. Um die Nachteile desselben zu vermeiden, bringt man solche Teile nicht in Verband.

Soll nun ein Grundbau den vorbezeichneten Zweck erfüllen, so mufs er sich zunächst über eine hinreichend grofse, seiner Belastung und der Tragfähigkeit des Baugrundes entsprechende Grundfläche ausdehnen und so angeordnet sein, dafs eine möglichst gleichförmige Druckverteilung über die ganze Grundfläche entsteht.

Am sichersten ist dieses durch ein Hinabführen des Grundbaues bis auf den festen Baugrund, sei es in seiner vollen Flächenausdehnung, sei es mittels einzelner Stützen, zu erreichen. Oft liegt der feste Baugrund aber in so bedeutender Tiefe, dafs man wegen der Höhe der Gründungskosten oder des zu befürchtenden Wasserandranges oder aus anderen Gründen davon absehen mufs, bis auf ihn hinabzugehen und deshalb das Bauwerk auf höher liegende Schichten zu setzen hat. In derartigen meist schwierigen Fällen ist entweder eine Verdichtung des Bodens (vergl. § 3) oder eine ausgedehnte Verbreiterung der Grundfläche geboten (vergl. § 27), um durch sie den Mangel an Tragfähigkeit der Schichten auszugleichen.

Für die gleichmäfsige Druckverteilung ist es von Wichtigkeit, die Richtung des Druckes zu beachten und zu untersuchen, ob die Grundfläche rechtwinklig dazu anzuordnen ist oder welche andere Mittel anzuwenden sind, um dem Seitenschube entgegenzuwirken.

Das Bauwerk mufs ferner gegen seitliches Ausweichen und gegen äufsere Einwirkungen, welche seinem Bestande schädlich werden könnten, geschützt sein. Einwirkungen dieser Art können durch das Tagwasser entstehen, welches ein Unterspülen veranlafst oder den Boden erweicht und in Verbindung damit durch den Frost, indem das in den Boden gedrungene Wasser beim Frieren sich ausdehnt, beim Auftauen seinen Umfang wieder vermindert und dabei den Boden lockert. Um dagegen geschützt zu sein, ist die Grundfläche wenigstens so tief unter die Oberfläche des umgebenden Geländes zu legen, als der Frost wirkt, in unserem Klima etwa 1 bis $1^1/_4$ m. In nördlichen Gegenden, z. B. in Sibirien, erreicht die Frostgrenze Tiefen von 2,4 bis 3,4 m und beim Bau der Sibirischen Eisenbahn hat man vielfach Bauten auf ewig gefrorenen Boden stellen müssen. Hier war statt der Frostgrenze die Auftaugrenze von Wichtigkeit. Da diese nicht immer mit Sicherheit ermittelt werden konnte, haben sich bei den betreffenden Gebäuden häufig nach Jahren Risse im Mauerwerk gezeigt.[396])

Ferner können Wasseradern und Quellen unter dem Grundbau sich hinziehen, den Boden allmählich angreifen und das Bauwerk gefährden. Endlich machen die äufseren Angriffe der Strömungen auf das Bauwerk selbst oder auf den Baugrund oft umfangreiche Schutzmafsregeln erforderlich.

Hinsichtlich der zu den Grundbauten verwendbaren Baustoffe ist zu beachten, dafs Holz nur dann als unvergänglich anzusehen ist, wenn es den wechselnden Einflüssen der Luft und des Wassers entzogen wird, also stets unter Wasser bleibt. Indessen gilt dieses nur vom Süfswasser, da im Seewasser der Seewurm *(Teredo navalis)*, der asselartige Krebs *(Limnoria terebrans)* und andere Feinde das Holz angreifen und häufig in kurzer Zeit zerstören. Darüber und über die Schutzversuche dagegen s. § 5 (S. 32).

Die verschiedenen Gründungsarten lassen sich hauptsächlich nach zwei Richtungen einteilen: nach dem Vorhandensein oder Fehlen eines festen Baugrundes und nach dem Vorkommen des Wassers. Dies ergibt für die Einteilung vier Hauptgruppen:

I. A. Fester Baugrund ist zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.

I. B. Fester Baugrund ist zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.

---

396) Vergl. Gründungen auf ewig gefrorenem Boden in Sibirien. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 535.

Tabelle XI. **Übersicht der den Wasser- und Bodenverhältnissen entsprechenden möglichen Gründungsarten.**[396])

	A. Wasser nicht vorhanden.	B. Wasser vorhanden. α. als Grundwasser.	β. als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber ausschöpfbar.	γ. als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber nicht ausschöpfbar.
	Holz nicht verwendbar.	Holz unter Wasser zulässig; genaue Zimmerarbeit möglich.		Holz unter Wasser zulässig, aber weniger genaue Zimmerarbeit möglich.
I. Fester Baugrund erreichbar. a) In geringer Tiefe.	Ausheben bis zur Frosttiefe u. unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.	1. Ausgraben, Umschliefsen u. Ausschöpfen der Baugrube, dann: unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks. 2. Wie unter 1. u. Betonierung, wenn Quellen vorhanden sind. 3. Wie unter 1. u. Ausführung einz. Pfeiler mit Erdbögen. 4. Absenken d. Wasserspiegels und Betonierung oder Ausmauerung.	1. Umschliefsung und Trockenlegung der Baustelle, Abgraben der lockeren Bodenschichten, dann: Unter Umständen: 3. Steinkisten. 4. Senkkasten. 5. Mantelgründung.	1. Ausbaggerung und Steinschüttung oder 2. Betonschüttung n. § 29 unter 2. c. 3. Betonbereitung unt. Wasser n. Kinipple (s. § 29 unter 2. b). 4. Betongründung mittels Säcken. 5. Senkkasten. 6. Mantelgründung. 7. Steinkisten. 8. Druckluftgründung.
I. Fester Baugrund erreichbar. b) In gröfserer Tiefe.	1. Ausgraben bis zum festen Boden, dann unmittelbare Ausführung des Mauerwerks. 2. Wie unter 1. und Herstellung einzeln. Pfeiler m. Erdbögen. 3. Senkbrunnen und Senkröhren. 4. Beton- u. Eisenbetonpfähle. 5. Eiserne Pfähle. 6. Sandpfähle.	1. Ausgraben bis unter den Grundwasserspiegel und tiefer Pfahlrost. 2. Desgl. und Beton zur Dichtung d. Quellen. 3. Beton- und Eisenbetonpfähle. 4. Senkbrunnen-, Senkröhren- oder Kastengründung. Unter Umständen: 5. Druckluftgründung. 6. Gefriergründung.	1. Ausgraben, Umschliefsen u. Trockenlegen der Baugrube, dann tiefer oder hoher Pfahlrost. 2. Eiserne Schraubenpfähle.	1. Druckluftgründung. 2. Senkbrunnen und Senkröhren. 3. Hoher Pfahlrost. 4. Tiefer Pfahlrost mit Senkkasten. 5. Schraubenpfähle. 6. Eisenbetonpfähle. 7. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlage. 8. Zusammengesetzte Gründung nach § 39. Unter Umständen: 9. Gefrierverfahren.
II. Fester Baugrund nicht erreichbar. Starke Senkung des Bauwerks ist vorauszusehen und von vornherein zu berücksichtigen.	1. Fundamentverbreiterung durch: a) Abtreppung, b) umgekehrte Gewölbe, c) Sandschüttung, d) breite Betonschicht ohne oder besser mit Eiseneinlagen. e) Beton- und Eisenbetonpfähle. 2. Verdichtung des Bodens nach § 3 mit Ausnahme des Einrammens von Holzpfählen.	1. Ausgraben bis unter d. niedrigsten Grundwasserspiegel, Ausschöpfen u. Schwellrost. 2. Desgl. und Sandschüttung. 3. Desgl. und Betongründung. 4. Desgl. und tiefer Pfahlrost. 5. Desgl. und umgekehrte Gewölbe. 6. Desgl. u. Beton- od. Eisenbetonpfähle. 7. Desgl. und Verdichtung d. Bodens nach § 3.	1. Umschliefsung und Trockenlegung der Baugrube, Ausgraben auf angemessene Tiefe u. Schwellrost. 2. Desgl. und Betongründung. 3. Desgl. und Sandschüttung. 4. Pfahlrost od. Pfähle zum Dichten des Bodens und Betonschicht. 5. Beton- und Eisenbetonpfähle. 6. Hoher Pfahlrost. 7. Eiserne Schraubenpfähle.	1. Belastung d. Bodens um den Grundbau herum und Anordnung breiter Fundamentflächen. 2. Senkkasten mit Boden von grofser Grundfläche Unter Umständen: 3. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen. 4. Druckluftgründung. 5. Senkbrunnen und Senkröhren. 6. Hoher Pfahlrost. 7. Eisenbetonpfähle. 8. Eiserne Schraubenpfähle.

[396]) Vergl. Franzius, Der Grundbau. Deutsches Bauhandb., III. Teil. Berlin 1879, S. 26; Schmitt, Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil, 1. Bd., 3. Aufl. Stuttgart 1901, S. 294; Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 100.

II. A. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.

II. B. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.

Wie die Übersicht in Tabelle XI (S. 166) zeigt, lassen sich noch Unterabteilungen unterscheiden, je nach der gröfseren oder geringeren Tiefenlage des festen Baugrundes und je nach der Art des Vorkommens vom Wasser, woraus sich die in der Zusammenstellung angeführten, in jedem einzelnen Fall in Frage kommenden Gründungsarten ergeben.

Was nun die Wahl der in manchen Fällen grofsen Anzahl der „möglichen“ Gründungsarten betrifft, so hängt diese ferner noch von der Art des zu errichtenden Bauwerks, von sonstigen örtlichen Verhältnissen, von der zur Verfügung stehenden Bauzeit und den etwa schon vorhandenen Baustoffen und Hilfsmitteln und schliefslich von den für den einzelnen Fall vorauszusehenden Kosten ab, da man bestrebt sein wird, unter sonst gleichen oder annähernd gleichen Verhältnissen und Vorzügen, diejenige Gründungsweise zu wählen, welche die geringsten Kosten verursacht.

Infolge der grofsen Fülle dieser, in jedem einzelnen Fall, meist für die Wahl einer Gründungsart zu berücksichtigenden Gesichtspunkte, lassen sich vollständig allgemein giltige Regeln für die Wahl nicht aufstellen. In einzelnen Fällen sind wohl von Bauleitungen den örtlichen Verhältnissen entsprechende Erfahrungen zusammengestellt worden.

Beispielsweise mögen nach den Mitteilungen des Chef-Ingenieurs Croizette-Desnoyers[397]) nachstehend die Ergebnisse angeführt werden, zu welchen man für die Gründung der Bauten auf der Eisenbahnlinie von Nantes nach Brest und Lorient für weichen Boden, der von einem festen Baugrunde in verschiedenen Tiefen unterlagert war, gelangt ist.

1. Gründungen aufser Wasser:

a) bis zu 6 m Tiefe: stets durch Hinabgehen bis zur festen Schicht und unmittelbare Aufführung des Mauerwerks auf dieser;

b) bei mehr als 6 m Tiefe und gewöhnlichen Werken: wenn man Zeit hat, den Boden vorher zu belasten, Gründung auf Pfahlrost in verdichtetem Boden, im anderen Fall wie bei 1. a mit starker Verbreiterung auf nachgiebigen Schichten;

c) desgleichen bei bedeutenden Werken: wenn der Boden dicht ist, wie bei 1. a in gewöhnlichen Umschliefsungen bis zu 10 m Tiefe, weiter mit Hilfe von Schächten; wenn der Boden durchlassend ist, Gründung mit Hilfe von Baggerung und versenktem Beton bis zu 10 m Tiefe; bei gröfserer Tiefe Anwendung der Druckluftgründung.

2. Gründungen im Strome:

a) bis 10 m unter dem Wasserspiegel bei gewöhnlichen Bauten: wenn das Moor sehr dicht ist, Aushebung und unmittelbare Gründung auf der festen Schicht in Umschliefsungen und Fangdämmen; wenn das Moor wenig Dichtigkeit hat, auf versenktem Beton nach Baggerung, sei es in Umschliefsungen wie vor oder in unten offenen Caissons (Mantelgründung);

b) bis zu 10 m Tiefe bei bedeutenden Bauten: Gründung durch Aushebung und unmittelbare Mauerung auf der festen Schicht; innerhalb von Spundwänden und Fangdämmen, wenn der Schlamm bis zum Felsen reicht; in dichten Kasten mit Fangdämmen in den unteren Teilen, wenn der Schlamm vom Felsen durch einen durchlässigen, leicht auszuhebenden Boden getrennt ist; innerhalb von Pfahlwänden und Fangdämmen unter kräftiger Wasserschöpfung, wenn dieser Boden nicht auszubaggern ist;

c) über 10 m Tiefe: Druckluftgründung und zwar: in Röhren, wenn das Gelände seitlichen Widerstand bietet und nur eiserne Balken zu tragen sind, in Caissons, wenn das Gelände der nötigen Dichtigkeit entbehrt und besonders, wenn die Fundamente gewölbte Brücken tragen sollen.

---

[397]) Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

Allgemeine Giltigkeit haben aber solche Regeln nicht, da nicht für jeden anderen ähnlichen Fall alle mafsgebenden Bedingungen berücksichtigt sein können und mit dem Fortschritt der Technik sich auch die Ansichten über die Anwendbarkeit der einzelnen Gründungsarten ändern. Immerhin können sie Anhaltspunkte zu Vergleichen bieten.

Den Hauptgruppen der Tabelle XI sich anschliefsend, werden in den Besprechungen der folgenden vier Paragraphen einige Winke hinsichtlich der Anwendbarkeit und Wahl der einzelnen Gründungsarten gegeben, während im Abschnitt C. unter Ausschlufs der Druckluftgründung, die in ihrer Gesamtheit im Kap. II zur Erörterung gelangt, die wichtigeren Gründungsarten selbst eine eingehendere Behandlung erfahren.

§ 23. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden im Trockenen (s. Tabelle XI unter I. A.) Die Art der Gründung wird hier vorzugsweise durch die Tiefenlage des festen Baugrundes bestimmt.

1. Hohe Lage des festen Baugrundes. Tritt dieser zu Tage und ist er von einer solchen Beschaffenheit, dafs er unter den Einwirkungen der Luft und des Wassers nicht leidet, wie z. B. harter Fels, festgelagerter Kies u. s. w., so wird keine weitere Vorbereitung nötig, als das Abgleichen der Oberfläche, um das Mauerwerk mit einer wagerechten, bezw. einer lotrecht zur Druckrichtung geneigten Schicht beginnen zu können. Bei Fels ist es nicht erforderlich, dafs der ganze Grundbau auf einer durchlaufenden, wagerechten Grundfläche aufstehe; man kann vielmehr ohne Nachteil Abtreppungen vornehmen und so das Bauwerk in verschiedenen, stufenweise aufeinanderfolgenden Flächen beginnen lassen. Kommen einzelne Vertiefungen in dem Boden vor, so sind diese mit Beton oder Mauerwerk zu füllen, wobei aber mit grofser Sorgfalt vorzugehen ist, um jedes ungleiche Setzen zu vermeiden. Müssen einzelne Teile des Grundbaues tiefer hinabgeführt werden, als andere, so ist auch hierbei dieselbe Sorgfalt anzuwenden. Bei wichtigen Bauwerken ist es zu empfehlen, die unteren Teile des Mauerwerks bis zur Abgleichungsschicht in Zement oder einem anderen genügend rasch erhärtenden und fest bindenden Mörtel herzustellen.

Nicht selten kommt es vor, dafs eine feste Bodenschicht auf einer an sich nicht festen ruht, die aber dadurch tragfähig wird, dafs die obere Schicht vermöge ihrer Mächtigkeit den Druck auf eine hinreichend grofse Fläche verteilt. In solchen Fällen ist es geraten, den guten Boden möglichst wenig zu verändern und allenfalls den loseren Untergrund gegen seitliches Ausweichen zu schützen. Nachträglich ausgeführte Drainierungen, Brunnenabsenkungen und ähnliche Arbeiten können unter Umständen die Tragfähigkeit der unteren Schicht wesentlich beeinflussen; es ist daher bei solchem Vorkommen mit Vorsicht zu verfahren.

Bei Bodenarten, welche den Einwirkungen des Wassers und der Temperatur nicht vollständig widerstehen, hat man, um von diesen unabhängig zu sein, die Sohle des Grundbaues genügend tief zu legen. Zum Schutz gegen Frost genügt, wie bereits erwähnt (vergl. S. 165), in unserem Klima meist eine Tiefe von 1 bis $1^1/_4$ m unter der Erdoberfläche.

Hat der Baugrund nicht dieselbe Tragfähigkeit wie das Mauerwerk, so mufs durch angemessene Verbreiterung der Sohle der Druck auf eine gröfsere Bodenfläche verteilt werden. Am einfachsten geschieht dieses durch Anbringen von Fundamentabsätzen (Bankette), bei deren Anordnung darauf Bedacht zu nehmen ist, dafs die Ausladung der einzelnen Absätze im Verhältnis zu ihrer Höhe nicht zu grofs wird, und dafs sie mit dem inneren Mauerwerk einen hinreichend sicheren Verband erhalten. Wird hierin etwas versäumt, so sind die Bankette nicht im Stande, den Druck vom aufgehenden

Mauerwerk auf den Boden zu übertragen und es entsteht beim Setzen des Mauerkernes eine Trennung von den Absätzen des Grundbaues (vergl. § 27, S. 175).[398])

2. Tiefe Lage des festen Baugrundes. Liegt der feste Baugrund so tief, dafs die Hinabführung des Fundamentes in der vollen Flächenausdehnung zu kostspielig werden würde, so kann man einzelne Pfeiler hinabführen und diese durch Gewölbe verbinden, welche das weitere Mauerwerk tragen. Man spart dabei an Mauerwerk und meist auch an Erdarbeiten. Anstatt der einfachen Abgrabung des den festen Baugrund überlagernden Bodens werden in diesem Fall häufig Schächte abgeteuft (vergl. § 19, S. 151).

Auch werden in solchen Fällen wohl Brunnen oder Röhren abgesenkt, obgleich diese Ausführungsweise hier nur selten Anwendung findet. Das Verfahren dabei ist ganz ähnlich dem in den §§ 36 bis 38 beschriebenen, nur mit dem Unterschiede, dafs das Entfernen des Bodens in und unter den Brunnen, weil Wasser in der Baugrube nicht vorhanden ist, durch Abgraben bewirkt werden kann. In sehr beweglichem Boden, wie er z. B. an Schutthalden vorkommt, kann bei Ausführung von Brunnengründungen statt der Absenkung auch eine stetig fortschreitende Untermauerung stattfinden (vergl. § 37 unter 1. d.).

Die Ausführungsweise, zum Tragen der Fundamentsohle einzelne Stützen auf den festen Baugrund hinabzuführen, führt in weiterer Ausdehnung zu der Anwendung von Pfählen aus einem Material, welches unter dem Wechsel zwischen Trockenheit und Nässe nicht leidet, z. B. aus Eisen und Eisenbeton. Ausnahmsweise können auch Unterstützungen durch Sand- oder Betonzylinder in Frage kommen, die dadurch hergestellt werden, dafs man Pfähle bis auf den festen Grund eintreibt, dann wieder auszieht und die dadurch gebildeten Löcher mit Sand füllt oder mit Beton ausstampft. Dieses Verfahren hat eine gröfsere Bedeutung insbesondere da, wo mit dem Einbringen der Zylinder gleichzeitig eine Verdichtung des Bodens bezweckt wird (vergl. § 3 unter 1. d., S. 21 und § 8, S. 48).

§ 24. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden unter Wasser (s. Tabelle XI unter I. B.).

1. Die Baugrube wird zeitweise trocken gelegt. Dabei kann die Trockenlegung und Haltung der umschlossenen Baugrube entweder durch Auspumpen des von aufsen eindringenden Wassers geschehen oder durch Entfernung bezw. Fernhaltung desselben mittels Luftdruck. Im ersteren Falle ist die Baugrube oben offen, im letzteren oben geschlossen.

Die Umschliefsung der Baugrube kann durch endgiltige oder vorläufige, wieder zu entfernende Anlagen erfolgen und das Fundament in voller Ausdehnung bis auf den festen Baugrund hinabgeführt oder in einzelne Stützen aufgelöst werden.

Daraus ergeben sich folgende Verfahrungsarten:

a) Die Baugrube wird mit vorläufigen Anlagen, Fangdämmen u. s. w., wie sie in § 20 ausführlich beschrieben sind, umschlossen, das Wasser innerhalb dieser durch Wasserhebungsvorrichtungen entfernt und der feste Baugrund durch Beseitigung der ihn etwa überlagernden Bodenschichten blofsgelegt.

Da die hierbei vorkommenden Arbeiten zur Vertiefung der Baugrube, zur Abgleichung der Oberfläche des Baugrundes und Ausführung des Fundamentmauerwerks

[398]) Über Gründungen in Alluvialboden in Bengalen, bezw. über die Form der Sohlenverbreiterung vergl. Engng. 1875, Juli, S. 103.

zu Tage ausgeführt werden, so unterscheiden sie sich nicht wesentlich von den im vorigen Paragraphen besprochenen, wenn auch in den meisten Fällen ein fortwährendes Nachdringen des Wassers und dadurch eine Erschwerung der Arbeit eintreten wird. Nach Herstellung des Grundbaues wird die Baugrube wieder mit Erde oder Steinen und anderem Material zum Schutz gegen äufsere Angriffe des Wassers gefüllt und die Fangdämme werden weggeräumt.

Da sowohl während der Ausführung der Gründungsarbeiten, als auch später die Baumaterialien mit Wasser in Berührung treten, so hat man auf die Wahl eines genügend hydraulischen Mörtels Bedacht zu nehmen.

b) Liegt der feste Baugrund sehr tief und ist er von solcher Beschaffenheit, dafs er das Eintreiben von Holz-, Eisen- oder Betonpfählen möglich macht, so kann man, anstatt wie in a) die Sohle des Mauerwerks unmittelbar auf den festen Baugrund zu legen, einen Pfahlrost anwenden (s. § 35). In welcher Tiefe unter dem niedrigsten Wasserstande ein solcher anzuordnen ist, hängt von den besonderen Umständen, von der Festigkeit der oberen Bodenschichten, von den Angriffen, denen das Bauwerk ausgesetzt ist u. s. w. ab. Die dabei entscheidenden Gesichtspunkte sind im § 35 hervorgehoben. Die Baugrube wird nur bis zur Tiefenlage der Pfahlköpfe ausgehoben.

Die Abdeckung des Pfahlrostes, welche das Fundamentmauerwerk aufzunehmen hat, kann bei Holzpfählen aus Holz, nach Art des eigentlichen Pfahlrostes, oder auch aus Beton oder trockenem, zwischen die Pfähle gebrachtem Mauerwerk gebildet werden (vergl. § 35). Bei Eisen- oder Betonpfählen kann nur eine Beton- oder Eisenbeton-Abdeckung in Frage kommen. Nach Herstellung des Fundamentes wird die Baugrube wieder mit Erde oder Steinen und anderen Materialien zum Schutz gegen äufsere Angriffe des Wassers gefüllt und die Fangdämme werden weggeräumt.

c) Statt der vorläufigen Umschliefsungen der durch Wasserschöpfen trocken zu legenden Baugrube werden auch bleibende Umschliefsungen, wie Brunnenringe, Mäntel, eiserne Röhren u. s. w. angewandt und allmählich bis auf den festen Baugrund hinabgesenkt (vergl. § 36 bis 38). Diese Brunnensenkung, welche ihre eigentliche Bedeutung in dem unter 2. c. erwähnten Falle findet, kann auch hier vorteilhaft werden in einem Boden, der zäh und dicht genug ist, um nicht mehr Wasser in die Baugrube eintreten zu lassen, als durch Wasserschöpfen leicht wieder zu entfernen ist, und der daneben durch den Wasserandrang nicht in einer Weise aufgelockert wird, welche seine Tragfähigkeit beeinträchtigen könnte. Dieses Verfahren gestattet das Übergehen zu einer Gründung ohne Wasserschöpfen, wenn während des Betriebes der Arbeiten sich zeigt, dafs das Ausheben der Baugrube im Trockenen des starken Wasserandranges wegen zu kostspielig oder gefährlich werden würde.

Werden die Umschliefsungen der Baugrube luftdicht, z. B. als eiserne Zylinder, hergestellt, so ist auch bei weiter vorgeschrittenem Bau der Übergang zum Druckluftverfahren nicht ausgeschlossen (s. § 39).

Die Herstellung vorläufiger Fangdämme, die später wieder entfernt werden, bietet bei grofsen Wassertiefen und ungünstigen Bodenarten oft erhebliche Schwierigkeiten, welche durch Anwendung von Brunnen, Mänteln, Röhren oder Kasten umgangen werden. Dieser Umstand und die Leichtigkeit, mit welcher das Verfahren bei unerwarteten Vorkommnissen abgeändert werden kann, wird auch in vorliegendem Fall häufig zu der Wahl der Brunnen- oder Röhrensenkung führen. Näheres darüber in den §§ 37 und 38.

d) Die Anwendung der Gründungsarten, bei welchen eine Trockenlegung der Baugrube durch Wasserschöpfen vorgenommen wird, findet ihre Beschränkung einmal bei

sehr starkem Andrange des Wassers, so daſs dessen Bewältigung überhaupt nicht oder nur mit unverhältnismäſsig groſsen Mühen möglich ist, sodann bei einem Baugrund, der durch das aufströmende Wasser gelockert werden und dadurch seine sonst vorhandene Tragfähigkeit verlieren würde. — Beide Beschränkungen werden durch das Druckluftverfahren aufgehoben, bei welchem im Innern der oben und an den Seiten geschlossenen Baugrube ein Luftdruck erhalten wird, welcher den äuſseren Wasserdruck aufhebt und damit die Möglichkeit bietet, Auflockerungen des Bodens durch das ins Innere der Grube dringende Wasser zu verhindern (vergl. Kap. II).

Zugleich wird hierbei der Baugrund vollständig bloſsgelegt und kann in jeder Tiefe, bis zu welcher das Verfahren überhaupt ausführbar bleibt, einer genauen Untersuchung unterzogen werden. Allerdings erheischt die Druckluftgründung die Anwendung einer Reihe mechanischer Vorrichtungen und Maschinen, welche die Kosten des Verfahrens wesentlich beeinflussen. Näheres über diese in neuerer Zeit so äuſserst wichtig gewordene Gründungsart findet sich im Kap. II.

2. Die Baugrube wird nicht trocken gelegt. Das Verfahren, die Baugrube bis auf den festen Boden trocken zu legen, ist insofern ein sehr vollkommenes, als es die Untersuchung des Grundes in allen Einzelheiten möglich macht. Es ist aber oben bereits darauf hingewiesen, daſs häufig die Beschaffenheit des Baugrundes die Trockenlegung der Baugrube durch Wasserschöpfen, selbst wenn ausführbar, nicht ratsam erscheinen läſst. Die Ausführbarkeit scheitert nicht selten an der Stärke des Wasserdruckes, an der Durchlässigkeit des Bodens und ähnlichen Erscheinungen. Die Druckluftgründung, welche in vielen derartigen Fällen in Frage kommen könnte, wird häufig zu kostspielig oder verbietet sich wegen der groſsen Ausdehnung des Grundbaues.

Bei den in solchen und ähnlichen Fällen gebräuchlichen Verfahren der Gründung im Wasser wird entweder der untere Teil des Fundamentes als wasserdichtes Bett hergestellt, auf welchem der Weiterbau innerhalb vorläufiger oder bleibender Umhüllungen erfolgt, oder das Mauerwerk wird in beweglichen Behältern (Kasten, s. § 38) aufgeführt, welche man bis auf den zur Aufnahme vorbereiteten Baugrund versenkt, oder endlich der Grundbau wird ohne jede Umschlieſsung bis über Wasser aus künstlichen oder natürlichen Steinen geschüttet, bezw. aufgebaut.

a) Das hier zuerst erwähnte Verfahren ist die bei der Gründung einer groſsen Anzahl bedeutender Brücken, namentlich in Deutschland, angewandte Gründung auf Beton. Zur Umgrenzung des künftigen Betonbettes und zum Schutz gegen Unterspülung wird dabei die Baugrube mit Spundwänden umschlossen, darauf der feste Baugrund durch Baggerung von den ihn überlagernden losen Schichten befreit, soweit dies nicht etwa schon vor dem Schlagen der Spundwände geschehen ist, und der Beton in der für die Wasserdichtigkeit erforderlichen Mächtigkeit eingebracht. In der Regel wird dann auf dem so gebildeten Betonbett innerhalb der Umgrenzung der äuſseren Spundwand und häufig unter ihrer Benutzung ein Fangdamm hergestellt, der im Zusammenhang mit dem unteren Betonbett einen von wasserdichten Wänden umschlossenen Raum darstellt, in welchem, nach genügender Erhärtung des Betons und nach erfolgtem Auspumpen des Wassers, das Mauerwerk zu Tage aufgeführt wird (vergl. § 29 unter 1.).

Eine Abänderung des Verfahrens besteht darin, daſs man, um tiefer liegende Bodenschichten zum Tragen zu bringen, oder um den Baugrund zu verdichten oder auch zum weiteren Schutz gegen Unterspülung, vor dem Einbringen des Betonbettes Holz- oder Betonpfähle einrammt und die ersteren unter Wasser abschneidet; die weiteren Arbeiten werden, wie vorstehend erwähnt, ausgeführt und nach Vollendung

der Gründung die Fangdämme beseitigt. Ausführlicheres über diese Gründungsart findet sich im § 29.

b) Statt das Mauerwerk in den festen, durch das Betonbett und die darauf gesetzten Fangdämme gebildeten, wasserdichten Umhüllungen auszuführen, kann dieses auch in schwimmenden beweglichen Behältern (Senkkasten, s. § 31) vorgenommen werden, die für solche Zwecke meist aus Holz hergestellt, über die Baustelle geflöſst und allmählich unter der Last des Mauerwerks versenkt werden. Die Vorbereitung des Bettes, welches die Kasten aufnimmt, geschieht in einfachster Weise durch Ausbaggerung des Bodens bis auf den festen Baugrund und möglichst sorgfältige Abgleichung der Oberfläche bezw. Ausbreitung einer Steinschicht. Da die Abgleichung aber schwer zu bewerkstelligen ist und bei unvollkommener Ausführung leicht Unterwaschungen des Grundbaues eintreten, so ist es gebräuchlicher, den festen Baugrund wie bei a) mit einer Lage Beton zu überdecken und auf diese den Senkkasten zu betten oder aber Pfähle einzurammen, diese unter Wasser in gleicher Höhe abzuschneiden und nachdem die Zwischenräume mit Steinen oder Beton ausgefüllt sind, auf die Pfahlköpfe den Senkkasten niederzulassen. — Näheres hierüber in § 31.

c) Abweichend von den beiden vorigen Verfahren werden mantelartige Körper, oben und unten offen mit wasserdichten Wandungen, als hölzerne Kasten, Blechmäntel, gemauerte Brunnen, guſseiserne oder schmiedeiserne Röhren u. s. w., an die Gründungsstelle gebracht und, durch Ausbaggern der losen Bodenschichten innerhalb derselben, bis auf den festen Baugrund versenkt. Alsdann wird durch Einbringen von Beton ein wasserdichter Boden gebildet und nach dessen Erhärtung das Wasser ausgepumpt, so daſs der Weiterbau im Trockenen erfolgen kann. Nicht selten erhalten die Mäntel eine solche Ausbildung, daſs ihr oberer Teil von dem unteren getrennt und wieder benutzt werden kann (vergl. die §§ 33 u. 36 bis 38).

Wie bei der unter a) besprochenen Ausführungsweise kann man auch hier vor dem Einbringen des Betons Pfähle einrammen, sei es, um die Last des Bauwerks auf tiefere Bodenschichten zu übertragen, oder um den Boden zu verdichten, oder zum Schutz gegen Unterwaschungen, oder aus anderen Gründen. Sind Schlammschichten von gröſserer Mächtigkeit zu durchteufen, so kann unter Umständen auch das Gefrierverfahren von Pötsch (s. § 3, S. 25) zur Anwendung gelangen. Näheres über Brunnen- und Röhrengründungen in den §§ 36 bis 38.

d) Ohne alle Umschlieſsungen der Baugrube werden Gründungen mittels eiserner Schrauben- und Scheibenpfähle, mit Beton- bezw. Eisenbetonpfählen, ferner mit künstlichen und natürlichen Steinen, in regelmäſsiger Form oder in beliebiger Gestaltung, wie die Gewinnungsstelle sie liefert, hergestellt. Letzteres geschieht in solchen Fällen, wo eine erhebliche Ausdehnung des Fundamentkörpers nicht schadet, oder mehr noch, wo sie durch den Strom- oder Wellenangriff erforderlich wird, wie bei Gründungen an den Meeresküsten und in sehr tiefem Wasser. Zu gleichem Zweck werden häufig auch Betonsäcke versenkt, oder es wird das Kinipple'sche Verfahren angewendet (siehe § 29 unter 2.).

Das in den einzelnen Fällen anzuwendende Verfahren wird dabei vorzugsweise durch das zur Verfügung stehende Material und dessen Kosten bedingt.

Was die Wahl der Gründungsverfahren bei verschiedenen Tiefenlagen des festen Baugrundes betrifft, so wird sie so sehr durch die besonderen örtlichen und anderen Verhältnisse bedingt, daſs hier davon abgesehen werden muſs, allgemeine Grundsätze aufzustellen. In neuerer Zeit haben sich Verfahren, welche früher nur für groſse

Tiefen anwendbar galten, unter besonderen Umständen auch für geringere Tiefen zweckmäfsig erwiesen (vergl. auch Tabelle XI, S. 166).

§ 25. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden im Trockenen (s. Tabelle XI unter II. A.). Fester Baugrund ist im Sinne der bisherigen Besprechung ein solcher, der die Last des Bauwerks zu tragen im Stande ist, ohne eine gröfsere Verbreiterung der Fundamente nötig zu machen, als sie durch die allgemein gebräuchlichen Mittel der Fundamentabsätze (Bankette) zu erreichen ist. Hat der Baugrund, auf welchem die Gründung erfolgen soll, eine geringere Tragfähigkeit, oder ist er von ungleicher Beschaffenheit, so tritt der Fall ein, den wir hier zu behandeln haben.

Die Mittel, um einen solchen Baugrund genügend widerstandsfähig zu machen, bestehen in der Übertragung des Druckes auf eine hinreichend grofse Fläche, also in ausgedehnter Verbreiterung des Fundamentes, oder in einer Verdichtung des Bodens, oder schliefslich in einer Verbindung beider Mittel. Daneben wird in vielen Fällen eine Umschliefsung des tragenden Bodens nötig, um dessen seitliche Ausweichung zu verhindern. Besteht der unsichere Boden aus Grubengelände, das durch den Bergbau unterhöhlt ist, so werden die Höhlungen ausgemauert oder überwölbt werden müssen. Bei Wohngebäuden begnügt man sich vielfach damit, die Wände so zu verankern, dafs ein Reifsen und Einstürzen selbst dann vermieden wird, wenn ein Teil des Grundbaues durch Erdstürze seiner Stütze beraubt wird.[399])

Im übrigen können, wenn die Gründungsarbeiten durch Wasser nicht beeinflufst werden, folgende Verfahren zur Anwendung kommen:

1. Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe (s. § 27). Sie tritt vornehmlich da in Frage, wo der Grundbau Gebäudeteile mit leeren Zwischenräumen aufzunehmen hat und dadurch verschieden belastet wird, wie bei Häusern, hohlen Pfeilern und Widerlagern, Schleusen, Tunnelbauten, kleineren Brücken, Mauern mit Strebepfeilern u. s. w. Da durch die Gewölbe der Gegendruck des Bodens auf die Mauermassen übertragen wird, zwischen welche die Gewölbe gespannt sind und hier einen Seitenschub erzeugen, so ist bei der Anordnung derartiger Bauten sorgfältig darauf Bedacht zu nehmen, dafs an keiner Stelle eine Trennung der Teile in wagerechter Richtung erfolge. So lange die Anwendung von Holz unter der Sohle des Grundbaues wegen deren Lage über Grundwasser ausgeschlossen ist, wird man hier durch zweckmäfsige Verteilung der Mauermassen, durch sorgfältige Hinterfüllung der als Widerlager wirkenden Teile, und durch Verankerung in Eisen und Stein, den seitlichen Zusammenhang des Grundbaues zu sichern suchen müssen.

Vor der Herstellung des Mauerwerks für den Grundbau nimmt man auch hier häufig eine Verdichtung der Oberfläche durch Einstampfen von Steinen vor, oder breitet an feuchten Baustellen eine Sandschüttung (s. § 28) oder ein Betonbett (s. § 29) über den Boden aus, oder verwendet sorgfältig geschichtetes Trockenmauerwerk, oder den Eisen-Schwellrost (s. § 30 unter 5.).

2. Sandschüttung. Diese bewirkt eine sehr wirksame Verbreiterung der Grundfläche, indem man annehmen kann, dafs der Sand den Druck auf die unteren Schichten innerhalb einer unter 45° geneigten Böschung verteilt. Der Sand füllt die Unebenheiten der Bodenoberfläche gut aus und führt auch bei ungleichmäfsiger Beschaffenheit des

---

[399]) Näheres siehe in Brennecke, Der Grundbau. Handbuch d. Bauk., Abt. III, Heft 1, Berlin 1887, S. 344 und Heinzerling, Allg. Bauz. 1878, S. 67. — Deutsche Bauz. 1878, S. 109; auch im Kapitel II, „Erdrutschungen“ des 2. Bandes, 4. Aufl. (§ 8).

Bodens eine günstige Druckübertragung herbei. Im Verhältnis zur Stärke der Sandschicht nimmt bis zu einer gewissen Grenze auch die Gröfse der Fläche zu, auf welche sich der Druck verteilen kann. Näheres im § 28.

3. Betonschüttung. Anstatt der Schüttung aus Sand kann man eine solche aus Beton anwenden, die vor jener den grofsen Vorteil hat, eine dichte, in sich zusammenhängende, gegen äufsere mechanische Einwirkungen weniger empfindliche Masse zu bilden, die unter der Last des Bauwerks wenig oder gar nicht zusammengedrückt wird und deshalb ein geringes Setzen annehmen läfst. Sie wird aber erheblich teurer als jene. Bei der Ausführung sucht man den Betonkörper möglichst mit lotrechten Seitenflächen herzustellen und deshalb die Baugrube mit Brett- oder Bohlwänden zu bekleiden (s. § 29). In manchen Fällen hat sich eine Verbindung der Sandschüttung mit einer Betonlage zweckmäfsig erwiesen, indem erstere für den unteren Teil des Fundamentes, die Betonlage für den oberen angewendet wurde. Steinschüttungen an Stelle der Sandschüttungen kommen in diesem Fall seltener vor, dagegen häufig Eiseneinlagen in den Beton.

4. Verdichtung des Bodens. Wo die Fundamentsohle nicht bis unter das Grundwasser reicht, die Verwendung von Holzwerk also unstatthaft ist, kann man zur Verdichtung des Bodens hochkantig gestellte Steine in mehreren Schichten übereinander eintreiben oder auch Steinschutt in mehreren Lagen einrammen, bis der Boden, ohne erhöht zu sein, angemessen fest geworden ist. Eine andere Art der Bodenverdichtung, die hier in Frage kommen kann, sind die schon erwähnten Sand- oder Betonzylinder. In manchen Fällen sind auch durch vorübergehende künstliche Belastungen des Bodens günstige Erfolge erzielt worden (vergl. § 3).

§ 26. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden unter Wasser (s. Tabelle XI unter II. B.).

1. Bei Anordnung der Fundamentsohle unterhalb des niedrigsten Wasserstandes (bezw. Grundwassers) bedient man sich zur Verbreiterung des Fundamentes mit Nutzen des Holzes, dessen Anwendung bei höherer Lage ausgeschlossen ist. Vor allem findet hier der Schwellrost seine eigentliche Bedeutung. Er gibt dem Fundament einen sehr festen Zusammenhang in wagerechter Richtung und wird deshalb auch häufig in Verbindung mit umgekehrten Gewölben angeordnet. In dieser Verbindung tritt der Nachteil, dafs er wegen seiner Biegsamkeit nicht geeignet ist, die Last des Bauwerks auf den Boden gleichmäfsig zu übertragen, in geringerem Mafse auf. Seine Herstellung wird im § 30 näher besprochen werden.

2. Sandschüttungen, wenn sie im Wasser angewandt werden, erfordern eine sehr sichere Umschliefsung, um ein Entweichen des Sandes unmöglich zu machen. Wo sie genügend geschützt werden können, bieten sie die schon früher im § 25 besprochenen Vorteile, zum Teil sogar in höherem Mafse, weil bei der Schüttung im Wasser die dichte und feste Lagerung des Sandes besser zu erreichen und damit das spätere Setzen unter der Last des Bauwerks zu vermeiden ist (vergl. § 28).

3. Betonfundamente auf weichem Boden sind in ihren Vor- und Nachteilen den Sandschüttungen gegenüber schon im § 25 besprochen worden. Bei der Gründung im Wasser ist vorzugsweise der Umstand von Wichtigkeit, dafs der Beton unter Wasser erhärtet, eine zusammenhängende feste Masse bildet und daher weniger leicht Veränderungen durch äufsere Einflüsse unterworfen ist. Über die Herstellung solcher Fundamente s. § 29.

4. Eine **Verdichtung des Baugrundes** wird, wenn das Fundament bis unter den Niedrigwasserspiegel hinabgeführt werden soll, hier vorzugsweise durch eingerammte hölzerne Pfähle (vergl. § 3 unter 1. b.), durch Eisenbetonpfähle, oder durch an Ort und Stelle hergestellte Betonpfähle (vergl. § 8 unter 1. b, S. 49) bewirkt. Es kann bei Anwendung von Holzpfählen sowohl der tiefe, als auch der hohe Pfahlrost Verwendung finden, letzterer besonders bei gröfserer Wassertiefe in Verbindung mit Stein- oder Faschinenpackungen (vergl. § 35 unter 3.). Über die Vereinigung des Pfahlrostes mit der Betongründung gilt das im § 24 unter 2. a. (S. 171) Gesagte auch hier.

Die unter 2., 3. und 4. angeführten Verfahren machen eine Trockenlegung der Baugrube nicht notwendig. Auch beim Eintreiben von Grundpfählen kann man dieses sowohl, wie das Abschneiden der Pfähle, das Ausfüllen der Zwischenräume und auch das Einbringen eines Betonbettes ohne Wasserschöpfen vornehmen. Wie nach Herstellung dieser Arbeiten die Weiterführung des Baues erfolgt, ist aus den Mitteilungen über die entsprechenden Gründungsarten bei erreichbarem festen Baugrunde (im § 24) zu entnehmen, nur mag noch besonders darauf hingewiesen werden, dafs auch hier der weitere Aufbau des Mauerwerks in Senkkasten oder innerhalb Schutzmänteln auszuführen ist. Bieten sonach die besprochenen Ausführungen bei unsicherem Baugrunde manche Übereinstimmungen mit den im § 24 besprochenen, so gilt dies gleichfalls von den noch in Frage kommenden unter 5. und 6. angeführten Verfahren.

5. **Eiserne Schraub- und Scheibenpfähle** können nur dann Anwendung finden, wenn die Schraub- bezw. Scheibenflächen genügenden Widerstand gegen ein tieferes Einsinken im Boden finden.

6. **Steinschüttungen** werden vielfach in Vereinigung mit Faschinen, Sinkstücken u. s. w. verwendet. Näheres darüber findet sich in den §§ 28 u. 34.

C. Beschreibung einzelner Gründungsarten unter Ausschlufs der Druckluftgründungen.

I. Fundamentaufbau und Flachgründung.

§ 27. Sohlenverbreiterung und umgekehrte Gewölbe. Sowohl die Verbreiterung der Mauern nach der Fundamentsohle zu, als auch die Anwendung umgekehrter Gewölbe erfolgt, wie bereits in den §§ 22 u. 25 angedeutet wurde, bei wenig tragfähigem Boden, um den Druck des Bauwerks auf eine gröfsere Fläche zu verteilen und dadurch die Beanspruchung der Flächeneinheit zu vermindern.

1. Die **Sohlenverbreiterung** geschieht beim Mauerwerk in der Regel durch Abtreppung, wobei auf ein richtiges Verhältnis der Absatzbreiten zu den Absatzhöhen zu achten ist, da sonst eine Abtrennung der vorstehenden Teile vom Kern des Mauerwerks erfolgen kann, wodurch die Verbreiterung ihren Zweck verfehlen würde. Als Grenzen des Verhältnisses der Ausladung zur Höhe der Absätze werden gewöhnlich 1 : 2 bis 1 : 1 angesehen.

Auf eine vollkommen gleichmäfsige Druckübertragung durch die abgesetzten Schichten kann jedoch überhaupt auch bei völlig zentraler Belastung nicht gerechnet werden, da die vorstehenden Teile, selbst wenn man die einzelnen, die Absätze bildenden, Schichten als gleichmäfsig zusammenhängende (monolithe) Masse ansehen könnte, auf Biegung beansprucht werden und den Elastizitätsgesetzen unterworfen sind.[400])

---

[400]) Vergl. die Aufsätze von Ingenieur R. Mayer, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 34, Prof. R. F. Mayer daselbst S. 116 und Melan daselbst S. 198.

Melan drückt das Gesetz der Druckverteilung für diesen Fall durch die Differentialgleichung $\frac{d^4 y}{d x^4} = \frac{12\, C y}{E h^3}$ aus, wobei h die veränderliche Höhe der Mauerabsätze und E den Elastizitätskoeffizienten bezeichnen und die Annahme gemacht wird, dafs der Druck p auf die Fundamentsohle in jedem Punkt in geradem Verhältnis zur Eindrückung y steht, also $p = Cy$ gesetzt werden kann, so dafs, unter Annahme einer bestimmten, durch den Koeffizienten C ausgedrückten Prefsbarkeit des Bodens, die Druckverteilung durch eine, allerdings langwierige, Berechnung ermittelt werden könnte. Allgemein läfst sich aber aus der Differentialgleichung ohne weiteres folgern, dafs der Druck unter der Sohlenverbreiterung kein ganz gleichförmiger sein wird, sondern nach der äufseren Kante zu etwas abnehmen mufs, „dafs aber die Ungleichförmigkeiten in der Druckverteilung mit wachsender Höhe der Fundamentabsätze und mit zunehmender Prefsbarkeit des Bodens, d. h. für kleine Werte von C, sich vermindern werden".

Als Näherungsverfahren zur Bestimmung der Absatzhöhe H empfiehlt Melan die Benutzung der von ihm abgeleiteten Momentengleichung (vergl. Textabb. 157):

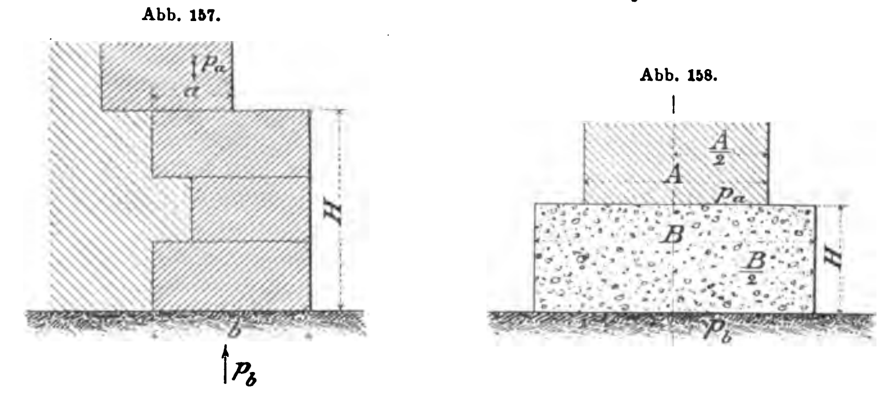
$$\frac{1}{2}\,(p_b\, b^2 - p_a\, a^2) = \frac{1}{6}\, H^2 \sigma \quad \ldots\ldots\ldots \quad 23.$$

woraus

$$H = \sqrt{\frac{3\,(p_b\, b^2 - p_a\, a^2)}{\sigma}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 24.$$

Die hier gemachte Annahme einer gleichförmigen Verteilung der mittleren Drucke p_a und p_b auf die obere bezw. untere Lagerfläche erscheint für gefugtes Mauerwerk so lange gerechtfertigt, als die Zugfestigkeit σ des Mörtels der Stofsfugen nicht überschritten wird.

Abb. 157 u. 158. *Sohlenverbreiterung.*



Mit Hilfe der Formel 24 ist es möglich, für einen abgetreppten Fundamentkörper, bei welchem die Beanspruchung der Flächeneinheit p_1 in der Mauerwerksohle auf p_2 in der Fundamentsohle herabgemindert werden soll, nach Feststellung der Anzahl Absätze, die Höhe dieser letzteren zu ermitteln. Die Beanspruchung des Mauerwerks auf Zug bezw. Abscheren kann dabei zu $\sigma = 1$ **kg** bis 1,5 **kg** f. d. qcm angenommen werden.

Ebenso kann die Stärke einer Betonplatte berechnet werden, wenn an ihrer Sohle ein von dem an der Mauersohle verschiedener und insbesondere kleinerer Flächendruck herrschen soll, nur wird hier (s. Textabb. 158) statt a die halbe Mauerbreite $\frac{A}{2}$, statt b die halbe Breite der Betonplatte $\frac{B}{2}$ einzusetzen und $\sigma = 4$ **kg** bis 6 **kg** f. d. qcm anzunehmen sein.

Soll z. B. für eine 3 Stein starke Backsteinmauer (Normalbacksteine von 25/12/6,5 cm) der an der Mauersohle herrschende Druck von $p_a = 5$ **kg** f. d. qcm durch 1/4 Stein breite Absätze auf 3 **kg** f. d. qcm an der Fundamentsohle herabgemindert werden, so sind 4 Absätze erforderlich, an deren unteren Flächen, unter Vernachlässigung des Gewichtes des Fundamentmauerwerks selbst, der Flächendruck je 4,03, 3,74, 3,32 und 3 **kg** f. d. qcm beträgt. Setzt man $\sigma = 1,5$ **kg**, so ist nach Formel 24:

$$H_1 = \sqrt{\frac{3\,(4{,}03 \,.\, 25^2 - 5 \,.\, 18^2)}{1{,}5}} = 42{,}4 \text{ cm} = \text{rd. } 6 \text{ Schichten}$$

$$H_2 = \sqrt{\frac{3\,(3{,}74 \,.\, 25^2 - 4{,}03 \,.\, 18^2)}{1{,}5}} = 45{,}4 \;\text{„} = \text{„}\; 6 \;\text{„}$$

$$H_3 = \sqrt{\frac{3\,(3{,}32 \,.\, 25^2 - 3{,}74 \,.\, 18^2)}{1{,}5}} = 41{,}5 \;\text{„} = \text{„}\; 5 \;\text{„}$$

$$H_4 = \sqrt{\frac{3\,(3 \,.\, 25^2 - 3{,}32 \,.\, 18^2)}{1{,}5}} = 40 \;\text{„} = \text{„}\; 5 \;\text{„}$$

zusammen . . 169,3 cm = rd. 22 Schichten.

Für eine Betonplatte, an deren Sohle ein Flächendruck von **4 kg** f. d. qcm auf den Baugrund übertragen werden soll und auf welcher eine Mauer von 3 m Breite mit einem Flächendruck von $p_a = 5$ **kg** f. d. qcm aufruht, beträgt, wenn $\sigma = 4$ **kg** gesetzt wird, die Höhe:

$$H = \sqrt{\frac{3\left(4\left(\frac{375}{2}\right)^2 - 5\left(\frac{300}{2}\right)^2\right)}{4}} = 145{,}2 \text{ cm.}$$

Wird unter einem mit Zwischenwänden, Zwischenpfeilern u. s. w. versehenen Gebäude eine durchlaufende Betonplatte angewendet, so mufs ihre Stärke unter Berücksichtigung der Einzeldrücke berechnet werden. Eine Berechnung dieser Art ist in der unten angegebenen Quelle durchgeführt.[401])

2. Umgekehrte oder Sohlengewölbe. Überdeckt ein Bauwerk eine gröfsere Fläche, während seine Grundbauten aus einzelnen in gewissen Entfernungen aufgeführten Mauern bezw. Pfeilern bestehen, so kann die Last des Bauwerks auf die ganze von ihm überdeckte Fläche verteilt werden, wenn die einzelnen Mauern bezw. Pfeiler durch umgekehrte Gewölbe bezw. Bogen miteinander verbunden werden. So sind z. B. bei sehr nachgiebigem Boden zwischen Brückenpfeilern umgekehrte Gewölbe in Form von Bettungen angewendet worden, u. a. bei einem englischen Durchlafs nach Brunel's Ausführungsweise, sowie bei der Brücke bei Longueville-les-Metz und bei einer Brücke über die Durance.[402])

Im Hochbau werden zwischen den Grundmauern meist umgekehrte Tonnengewölbe, seltener Klostergewölbe gespannt, während die Pfeilergrundmauern durch umgekehrte Gurtbögen verbunden und häufig in den dadurch entstehenden Feldern umgekehrte Kappen als Erdkappen gespannt werden. Als Wölblinie wird den Gegenbögen bezw. Gewölben gewöhnlich der Stichbogen, seltener der Halbkreis zugrunde gelegt.[403]) Um Hohlräume unter den umgekehrten Gewölben zu vermeiden, wird dem Erdboden genau die Form der unteren Wölbfläche gegeben, oder es wird diese Form durch eine Steinpackung oder durch eine Sand- bezw. Betonschüttung hergestellt. Häufig werden die Widerlager noch durch Zuganker verankert und vor seitlichem Ausweichen geschützt. Für das World-Gebäude in New-York[404]) wurden zwischen den Pfeilerfüfsen umgekehrte Bogen aus Granitwerksteinen mit darunter befindlichen Betonstreifen verwendet (s. Abb. 11, Taf. III).

Um an Mauerwerk zu sparen, stellt man die Umfassungsmauern der Gebäude wohl auch auf gesonderte Pfeiler, welche durch umgekehrte Bogen, sowie andererseits

[401]) Schmitt, Fundamente. Handb. d. Arch. III. Teil, I. Bd. 2. Aufl. Darmstadt 1891. S. 321, 3. Aufl. Stuttgart 1901.

[402]) Vergl. II. Teil (Brückenbau), Bd. I, 4. Aufl. Taf. VI. Abb. 6—10 u. 27—31.

[403]) Vergl. Verstärkungsarbeiten für die Vollendung des Ulmer Münsters. Deutsche Bauz. 1882, S. 281 und Koenen, Über Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

[404]) Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 234, vergl. auch Engng. rec. 1898, Juli, S. 99.

zur Aufnahme der zwischenliegenden Mauerteile durch Gurtbögen (Erdbögen) unterhalb der Erdoberfläche miteinander verbunden werden. Umgekehrte Bögen wurden beim Speicherbau[405]) am Kaiserkai in Hamburg gewählt (s. Abb. 10, Taf. III), wo die Beschaffenheit des Baugrundes aufserdem noch die Anwendung von Grundpfählen verlangte, die, unter den Pfeilern dichter als unter den Gegenbögen angeordnet, statt eines Rostbelages ein Betonbett erhielten, das, die Pfahlköpfe verbindend, unter allen Mauerteilen durchgeführt worden ist. Der Grundbau der eisernen Säulen wurde daselbst in ähnlicher Weise angeordnet und besteht aus einem auf sechs Pfählen ruhenden Pfeiler, der mit den benachbarten Pfeilern bezw. mit dem Pfeiler der Umfassungsmauer durch Gegenbögen verbunden ist, die auf einem Betonbett aufruhen (s. Abb. 10).

§ 28. Sand- und Steinschüttungen.

1. **Sandschüttungen** haben, wie dies bereits kurz in den §§ 25 u. 26 erwähnt wurde, ihre eigentliche Bedeutung bei erforderlichen Fundamentverbreiterungen auf wenig tragfähigem Boden und können sowohl im Trockenen als auch im Wasser zur Anwendung kommen.

Um den Anforderungen zu genügen, mufs der Sand aber reiner, grober, scharfkörniger Quarzsand sein und darf keine lehmigen oder erdigen Beimengungen haben.

Wie durch Versuche von Hagen, Beaudemoulin, Forchheimer u. a. nachgewiesen ist, findet bei solchem Sande ein seitliches Ausweichen als Folge eines lotrechten Druckes nicht statt. Letzterer überträgt sich von jedem Punkt böschungsartig in einer dem natürlichen Böschungswinkel annähernd entsprechenden Richtung nach unten, erzeugt also bei steilen Umschliefsungswänden Reibung.[406]) Dabei findet zwar anfangs ein ziemlich starkes Setzen im Verhältnis zur Schichtungsstärke statt, jedoch ohne dafs sich neben der aufgebrachten Last die Oberfläche des Sandes hebt, wie dies bei tonigem oder lehmigem Boden der Fall ist. Auch dieses Verhalten zeigt, dafs die Zusammenpressung also nicht, wie bei letzteren Erdarten, durch seitliche Ausweichung, sondern durch ein innigeres Aneinanderlagern der einzelnen Sandkörner in lotrechtem Sinne erfolgt. Bei einem gewissen gröfsten Druck hört endlich die Prefsbarkeit vollständig auf.

Namentlich diese letztgenannte Eigenschaft macht den Sand als Unterlage für Grundbauten sehr geeignet, da man bei langsamem, aber stetigem Aufbau ein langsames und stetiges Setzen bewirken kann, das nach Fertigstellung des Bauwerks vollständig aufhört. Immerhin wird man bei wichtigen Bauwerken, des starken Setzens wegen, die Sandschüttung nur mit gröfster Vorsicht, immer auf das unvermeidliche Setzen Rücksicht nehmend, anwenden können.

Bei der Ausführung der Sandschüttung im Trockenen wird das Erdreich bis zur nötigen Tiefe ausgegraben und dabei den Seitenwandungen der Baugrube die der Bodenbeschaffenheit angepafste Böschung bezw. künstliche Befestigung (s. Abb. 13, Taf. III)

---

405) Franz Gruber, Der Speicherbau am Kaiserkai in Hamburg. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242.

406) Beim Ausrüsten von Brückengewölben unter Anwendung von Sandtöpfen hat sich gezeigt, dafs unter dem bedeutenden Druck die vor den kleinen Seitenöffnungen beim Ausrieseln des Sandes sich bildenden Sandkegel genügen, um die lotrechte Bewegung zur Ruhe zu bringen, so dafs also von einer Übertragung des lotrechten Druckes in wagerechter Richtung nichts wahrzunehmen ist, vielmehr die natürliche Böschung des Sandes unter jedem Druck dieselbe bleibt. Der Sand zeigt hier eben kein weiteres Bestreben, als in einem der Kohäsion der Teile entsprechenden Verhältnis sich abzuböschen und behält seine Lage, wenn diese Böschung sich gebildet hat, bei.

gegeben. Die Ausdehnung der Sohle der Ausgrabung wird zweckmäfsig so bemessen, dafs, wenn von den Aufsenkanten der oberen Belastungsfläche, welche der Sohlfläche der von der Sandschüttung zu stützenden Mauer gleichkommt, Linien unter 45° abwärts gezogen werden, diese die Sohle der Baugrube noch innerhalb ihrer Begrenzung treffen (s. Abb. 12, Taf. III). In manchen Fällen wird die Baugrube in der ganzen Ausdehnung des Gebäudes ausgeschachtet und die Sandschüttung gleichfalls nicht blofs unter den einzelnen Mauern hergestellt, sondern auf die ganze Baugrube ausgedehnt (s. Abb. 13 u. 14, Taf. III). In die Baugrube wird dann der gut ausgewaschene, reine Sand, um die spätere Zusammenpressung möglichst zu verringern, in dünnen wagerechten Schichten bis zu 30 cm Stärke eingebracht, mit Wasser begossen und eingestampft, oder besser eingewalzt. In manchen Fällen hat man der Sandschüttung durch Übergiefsen mit Kalkmilch eine gröfsere Festigkeit zu geben gesucht, jedoch erhöht dies die Kosten nicht unbedeutend, während das billigere Einschlämmen mit reinem Wasser an sich genügt, um eine feste und dichte Lagerung der Sandkörner zu bewirken.

a) Für die Kaserne an der Esplanade zu Wesel wurde für den Teil der Grundmauern, die auf eine allerdings 200jährige Auffüllung zu stehen kamen, nach vorhergegangenen umfangreichen Belastungsversuchen[407]) eine Sandbettung gewählt und ausgeführt. Da das Grundwasser die Sohle der Sandbettung nicht erreichte, so war durch Wasser keine Beeinträchtigung zu befürchten. Das Profil der rd. 0,95 m (3 Fufs) starken Sandschüttung richtete sich nach dem Profil des auf ihr zu errichtenden verbreiterten Grundmauerwerkes (s. Abb. 12, Taf. III), erhielt einmalige Böschung, jedoch wurde beidseitig der Zwischenraum vom Querschnitt *a b c* ebenfalls mit Sand ausgefüllt, um zu verhindern, dafs der Sand an der Böschung ausweiche. Die Aufschüttung des scharfen Mauersandes erfolgte in Lagen von rd. 10 cm (4 Zoll), die stark mit Wasser begossen und tüchtig abgerammt wurden.

b) Zur Gründung des Regierungsgebäudes in Breslau[408]) wurde die Baugrube, da der Baugrund bis zur durchschnittlichen Tiefe von 4 m aus aufgefülltem Boden bestand, unter welchem eine starke Lettenschicht lag, in ihrer ganzen Ausdehnung bis zur Lettenschicht ausgeschachtet und mit einer 2 m hohen Sandschüttung ausgefüllt (s. Abb. 13, Taf. III). Zur Verhütung von seitlichen Auswaschungen des Sandes infolge Hochwasserdrucks der wenig entfernten Oder, sowie infolge etwaiger Röhrenbrüche in den nahe gelegenen Strafsenkanälen wurde die Baugrube mit einer den Böschungen sich anschliefsenden 30 cm starken Betonabdeckung umgeben und danach der aus der Oder durch Baggerung gewonnene Sand in Schichten von je 30 cm Stärke in die Baugrube eingebracht, jede Schicht durch Einpumpen von Wasser gleichmäfsig gut eingenäfst und festgestampft, so dafs ein Untersuchungseisen mit äufserster Anstrengung nur 20 bis 30 cm tief eingestofsen werden konnte. Auf der so hergestellten Sandschicht wurden die aus lagerhaften, 20 cm starken, 1,5 bis 3 m langen und 1 m breiten Granitplatten bestehende Grundschicht verlegt, deren Breite so zu bemessen war, dafs 1 qcm mit 2,5 kg belastet erscheint.

c) Für die Bahnhofshochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn im Odertal bei Stettin wurde die überlagernde Moorschicht bis auf 1,2 bis 3 m Tiefe abgeräumt und durch Sandschüttung ersetzt. Diese Sandlage zusammen mit der weiter erforderlichen Höhe an Anschüttungen wurde zur Erzielung einer genügend festen Lagerung drei Wochen hindurch in regelmäfsigen Zeitabschnitten unter Anwendung einer Dampfpumpe mit Wasser überschüttet, was sich als sehr wirksam zur schnellen Setzung der Sandschicht erwiesen hat. Unter das Fundamentmauerwerk wurde ein Rundsteinpflaster gelegt, das kräftig abgerammt wurde.[409])

d) Eine Verbindung der Sandschicht mit der Betongründung zeigt die Ausführungsweise der Gründung des Dienstgebäudes für die Wasserbauinspektion in Tapiau.[410]) Belastungsversuche ergaben, dafs der aufgeschüttete, sowie der darunter befindliche Boden eine Gründung auf verbreitertem Betonbett nicht empfehlenswert erscheinen liefs. Es wurde deshalb eine noch weiter gehende Verbreiterung der für den Untergrund in Betracht kommenden Druckfläche durch eine 1 m hohe, in Lagen von 25 cm

[407]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

[408]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 8.

[409]) Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 375.

[410]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 395.

Stärke eingebrachte, Sandschüttung ausgeführt (vergl. Abb. 14, Taf. III). Auf dieser Schüttung ist sodann die Gründung durch zwei je 30 cm starke Betonplatten, die unter den Umfassungswänden eine Breite von 1,9 bezw. 1,4 m hatten, ausgeführt worden. Zur Versteifung der Betonschüttung wurden in der unteren Betonplatte und in den Umfassungswänden alte, an den Enden 1 m übereinander greifende Eisenbahnschienen eingestampft, während durchschnittlich 3 m lange Schienen in die Scheidewände hineinreichten.[411])

Wo die Sandschüttung seitlichen Angriffen durch fliefsendes Wasser ausgesetzt ist, bedarf sie einer sehr sicheren Umschliefsung und kann dauernd nur da Anwendung finden, wo kein starker Auftrieb den Zusammenhang der einzelnen Körner lockern kann. Über eine eigenartige Anwendung der Sandschüttung beim Bau der Flackensee-brücke berichtet Malberg das Folgende:[412])

„Bei dem linksseitigen Stirnpfeiler erreichten die Spundpfähle, nachdem sie durch eine 4²/₃ Fufs dicke Moorschicht und eine 4 Fufs dicke Schicht aus sehr feinem, nur durch die Lupe in seiner Kornbeschaffenheit zu erkennenden, mit Ton untermischten Sande getrieben waren, Sand von etwa der Grobkörnigkeit des Mauersandes, in welchen sie noch etwa 7 bis 8 Fufs tief eingerammt wurden. Es war möglich, das Wasser mittels zweier doppelstiefeliger Pumpen soweit zu bewältigen, dafs die aus Moor und feinem Sande bestehenden Schichten bis auf den groben Sand ausgegraben werden konnten. Für demnächstige Ausführung des Mauerwerks war aber der Wasserzudrang durch die durchbrechenden starken Quellen, welche die untere Sandschicht aufwühlten, zu stark. Es wurde deshalb zunächst eine 4 Fufs starke Lage groben Mauersandes eingeschüttet, wodurch es gelang, die Quellen zu mäfsigen. Es kam aber nun noch darauf an, diese Mauersandschicht dicht zu machen. Um dies zu erreichen, wurde aus eingetriebenen Bohlen ein in den Fugen wasserdicht schliefsender, unten offener Kasten von etwa 5 Fufs im Quadrat gebildet, dessen Sohle etwa 1 Fufs hoch mit Bruchsteinen bedeckt wurde. In diesem Kasten wurde eine Pumpe aufgestellt. Nachdem die Baugrube voll Wasser gelassen worden, wurde die Pumpe in Betrieb gesetzt. Alles in der Baugrube vorhandene Wasser mufste nun seinen Weg von oben durch die eingeschüttete Sandschicht in den unteren Teil des Kastens nehmen. Dadurch wurde der eingeschüttete Sand so fest, dafs, nachdem der von den Spundwänden eingeschlossene Raum mit einer Schicht Bruchsteine von 9 bis 12 Zoll Stärke ausgepackt worden war, auf dieser das Bruchsteinmauerwerk des Pfeilers nebst Flügeln in Zement bis zum Wasserspiegel aufgeführt werden konnte."

Zur Herstellung künstlicher Inseln im Flufsbett, von welchen aus, diese durchteufend, Brunnen zur Pfeilergründung abgesenkt werden, ist die Sandschüttung ebenfalls verwendet worden, wie die Beispiele der Pfeilergründungen für die Drehbrücke über die Peene bei Loitz und für die Eisenbahnbrücke über die Recknitz (s. § 37 unter 1. c) zeigen. Auch zur Ausfüllung von Mauerhohlräumen, Senkbrunnen, Arbeitskammern u. s. w. hat sich trockener Sand als zweckmäfsig erwiesen.[413])

2. Steinschüttungen bilden, wie in § 3 unter 1. c bereits erwähnt wurde, in einzelnen Gegenden ein Mittel zur Verdichtung des Bodens, indem man sie in dünnen Lagen, auch wohl als Bauschutt, ausbreitet und rammt und dieses Verfahren so oft wiederholt, bis der Boden die erforderliche Tragfähigkeit erlangt hat. Dieses Verfahren ist namentlich in Marschgegenden, u. a. in Bremen zur Gründung von Hochbauten gebräuchlich. Seltener werden Steinschüttungen zur Verteilung der Last des Bauwerks auf gröfsere Flächen, wie Sandschüttungen, oder zur Einebnung verwendet.

a) Für die Kaimauer zu Sfax[414]) wurde zur Aufnahme der als Grundbau dienenden Steinschüttung eine entsprechend breite Rinne ausgebaggert (s. Abb. 5, Taf. III), in welche von Schiffen

---

[411]) Über die Anwendung von Sandschüttungen bei den Arsenalbauten zu Bayonne und anderen Bauwerken in Frankreich vergl. ferner: Ann. des ponts et chaussées 1835, II. S. 171 und Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 1. Teil, § 34.

[412]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 38.

[413]) Beim östlichen Widerlagspfeiler der Mississippibrücke zu St. Louis wurde die Arbeitskammer des mit Druckluft abgesenkten Caissons mit Sand ausgefüllt, vergl. Deutsche Bauz. 1871, S. 275.

[414]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1897, IV. S. 166.

aus die Steine eingeworfen wurden. Die Einebnung der Oberfläche der Steinschüttung geschah durch Taucher, worauf die Zementblöcke von Pontons aus auf die so vorbereitete Steinbettung versenkt wurden.

b) Der für den westlichen Hafenkopf im neuen Hafen zu Cuxhafen benutzte eiserne Senkkasten (s. § 31 unter 5.) erhielt als Unterlage eine 30 cm hohe Steinschüttung, die auf folgende, auch schon für den östlichen Hafenkopf angewandte Weise auf der vorher abgebaggerten Fläche hergestellt wurde.[415])

Hinter dem Heck eines niedrigen Fahrzeuges wurde durch überragende Balken ein offenes Rechteck gebildet, das durch ein bewegliches Brett überbrückt werden konnte. Durch Verschieben des eingeteilten Brettes erhielt man nacheinander eine Anzahl von Rechtecken gleicher Gröfse, für die die erforderliche Steinmenge berechnet worden war. Mit Eimern von bekanntem Inhalt wurde nun in jedes Rechteck die berechnete Steinmenge geschüttet und wenn die Strömung die Steine nicht zum Teil mitgerissen hätte, würde man durch dieses Verfahren eine ebene gleichmäfsige Steindecke auf der abgebaggerten Fläche erhalten haben. Obgleich die Abtrift durch Versuche so genau wie möglich festgestellt worden war und dementsprechend bei der Schüttung vorgegangen wurde, war doch eine nachträgliche Berichtigung erforderlich. Man ermittelte also durch sorgfältige Peilungen die Höhe des Grundes, die dann nötigenfalls durch erneute Baggerung oder durch erneute Steinschüttung auf das richtige Mafs gebracht wurde. Auf diesem Wege gelang es, die 140 m lange und 14 m breite Steinschüttung mit ganz geringen Abweichungen in der erforderlichen Höhe herzustellen.

Die wichtigste Anwendung finden Steinschüttungen aber weniger zur Fundamentverbreiterung und Verdichtung des Bodens, als zur Herstellung eines Schutzes gegen Unterspülungen (vergl. § 34 unter 2.), sowie zur Herrichtung von über Wasser reichenden Schüttkörpern auf festem Boden, die besonders in solchen Fällen zur Aufnahme von Bauwerken geeignet erscheinen, in denen starker Stromangriff und Wellenschlag jede andere Gründungsart unmöglich machen, wie dies bei Dämmen und Mauern von Seehäfen, Leuchtturmanlagen u. s. w. zutrifft. Die Herstellung einer Unterlage für das Mauerwerk ist dabei oft nur Nebenzweck, während der Hauptzweck darin besteht, einen Widerstand gegen den seitlichen Angriff der Meereswellen, einen Schutz für den Hafen zu schaffen. Diesen Zweck verfolgen namentlich die Wellenbrecher und zeigen die Abb. 6, 7 u. 15, Taf. III, die Bauart solcher.

Der in Abb. 6 dargestellte Hauptwellenbrecher des Hafens zu Bilbao besteht aus einer bis zu 6 m unter N.W. reichenden und in dieser Höhe 54 m breiten Steinschüttung, deren gröfste Schüttungshöhe 15,6 m, deren gröfste untere Breite 78 m beträgt und auf welcher eine bis N.W. reichende Schüttung aus Betonblöcken ruht, welche eine aus Betonblöcken hergestellte, über Hochwasser reichende Mauer trägt.[416])

Bei geringen Wassertiefen versenkt man die Steine wohl auch zwischen hölzernen, mit starken Längsbohlen bekleideten Quergebinden (vergl. Abb. 7, Taf. III und § 32), oder zwischen eingerammten Pfählen. Bei gröfserer Wassertiefe und heftigem Stromangriff werden sie vielfach an der Baustelle ohne weiteres ins Wasser gestürzt, dem Angriff der Meereswellen ausgesetzt und dadurch allmählich nach dem Profil gelagert, welches den nötigen Widerstand zu bieten vermag. So sind unter anderem an der englischen Küste die mächtigen Wellenbrecher bei Plymouth, Holyhead und Portland aus natürlichen, in der Nähe der Baustelle gebrochenen Steinen geschüttet worden, teils von Schiffen, teils von festen Gerüsten aus, deren Pfähle dadurch standfähig gemacht waren, dafs sie, lose auf den Grund gestellt, mit Steinen umschüttet wurden. Auf den Gerüsten befanden sich Schienengleise, auf welchen die in Wagen geladenen Steine mit Lokomotiven herangefahren wurden, um unmittelbar aus den Wagen ins Meer gestürzt zu werden.

---

[415]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 403.

[416]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.

Bei Verwendung von Schiffen hat man diese mehrfach, bei ausreichender Wassertiefe, mit Bodenklappen versehen, gröfsere Blöcke aber, die sich leicht in den Öffnungen festsetzen, häufiger auf Deck gelagert und das Schiff durch ungleiche Verteilung, bezw. einseitiges Aufladen der Last in eine geneigte Lage gebracht und dann die Steine hinabgleiten lassen. Um das Schiff zu neigen, hat man auch wohl an der einen Bordseite einen Raum angeordnet, der mit Wasser gefüllt werden konnte.

Schüttungen aus unregelmäfsigen Steinen, die durch die Wellen hin und her bewegt werden und in denjenigen Höhenlagen, wo der Angriff am heftigsten ist, eine sehr flache Böschung ($^1/_6$, $^1/_7$ bis $^1/_{10}$) annehmen, verursachen einen ganz erheblichen Aufwand an Steinen und kommen daher nur an solchen Stellen in Frage, wo natürliche Steine leicht und billig zu beschaffen sind. Wo dies nicht der Fall, oder wo ein unregelmäfsig geformter Querschnitt der Dämme auch aus Rücksichten für die Schiffahrt unstatthaft erschien, hat man die Aufsenseiten der Dämme vielfach aus bearbeiteten natürlichen Steinen annähernd lotrecht aufgebaut, oder künstliche Betonblöcke in grofsen Abmessungen, entweder unmittelbar auf den festen Baugrund oder auf eine Schüttung von unregelmäfsigen Steinen versenkt (s. Abb. 5, 6 u. 15, Taf. III). Derartige künstliche Betonblöcke, die nach dem Vorgange der Hafenbauten bei Algier, Cherbourg, Dover u. s. w. in den letzten Jahrzehnten vielfach, u. a. auch für den Nordseekanal bei Amsterdam, in Madras und in Bilbao Anwendung gefunden haben, werden in der Regel auf dem Lande hergestellt und dann mittels Wagen auf festen Förderbahnen oder mittels Schiffen, oder schwimmend an die Baustelle geschafft und versenkt. Zum Bau der Mole am Heysterhafen, dem neuen Aufsenhafen von Brügge sind beispielsweise sehr grofse Betonblöcke von 25 m Länge, 9 m Breite und 7,5 m Höhe verwendet worden, die am Lande hohl hergestellt, schwimmend zur Baustelle gebracht und dort ausgefüllt und versenkt wurden.[417])

Näheres über Molenbauten findet sich im III. Teile des Handbuchs (Wasserbau).

§ 29. Gründung auf Beton. Bei mehreren Gründungsarten wird das Verfahren befolgt, den Baugrund mit einer Betonlage zu überdecken, welche nach ihrem Erhärten imstande ist, den Wasserandrang von unten abzuhalten, so dafs, wenn aufserdem für einen wasserdichten seitlichen Abschlufs der Baugrube gesorgt ist, der so umschlossene Raum leer gepumpt und innerhalb seiner Umgrenzung die Herstellung des Mauerwerks vorgenommen werden kann.

In § 24 unter 2. sind diese Ausführungsweisen bereits übersichtlich besprochen, von denen hier zunächst die unter a), S. 171, angeführte näher zu behandeln ist, um dann auch auf die daselbst unter d) erwähnten Gründungsarten zurückzukommen.

1. Betongründung innerhalb umschliefsender Wände.

a) Stärke der Betonschicht. Die Betonschicht wird entweder bis nahe unter Niedrigwasser hergestellt, um dann das Mauerwerk ohne weiteres aufsetzen zu können, oder sie erhält eine geringere, häufig auf dasjenige Mindestmafs eingeschränkte, Stärke, welche gegen den Druck des Wassers von unten, nach dem Leerpumpen des durch die Betonsohle und die Umschliefsungswände gebildeten Raumes erforderlich ist. In dieser Beziehung mufs das Gewicht des Betonbettes mit den darauf ruhenden Lasten, die unter Umständen aus den Fangdämmen bestehen, gröfser, als der Auftrieb des Wassers sein. Ferner mufs das Bett stark genug sein, um in der Mitte nicht durchbrochen zu werden.

[417]) Schweiz. Bauz. 1899, I. S. 124.

Da die rückwirkende Festigkeit des Betons viel gröfser als seine Zugfestigkeit ist (Rondelet rechnet die Kohäsion des Mörtels zu etwa $^1/_8$ seines Widerstandes gegen Zerdrücken) und deshalb die neutrale Achse in der Nähe der Oberfläche des Betonkörpers liegt, so kann das Widerstandsmoment gegen Biegung, wenn e seine Dicke und σ der Festigkeitskoeffizient ist, zu $^1/_3 \sigma e^2$ gesetzt werden. Für die Breite b und die Höhe h des Wasserdruckes über der Oberfläche, ferner für das spezifische Gewicht des Wassers $= \gamma$ und des Betons $= p$, erhält man dann die Momentengleichung (nach Hagen) zu:

$$\frac{1}{8} b^2 \gamma (h + e) = \frac{1}{8} b^2 e p \gamma + \frac{1}{3} \sigma e^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 25.$$

woraus der Wert von e zu bestimmen wäre. Bei grofsen Breiten des Betonbettes kommt der volle Wasserdruck, der grofsen Reibungswiderstände wegen, selten vollständig zur Wirkung, woher die Formel in solchen Fällen reichlich grofse Werte ergibt.[418])

Dabei wird vorausgesetzt, dafs Fangdämme auf dem Beton aufgeführt sind, die gegen dessen Bewegung nach oben als Widerlager anzusehen sind. Für Zugfestigkeit nimmt Hagen den Festigkeitskoeffizienten des Betons zu 7,3 kg f. d. qcm (100 Pfund für den Quadratzoll) an, ein für die meisten Fälle hinreichende Sicherheit bietendes Mafs. Über die Erhärtung, das spezifische Gewicht, sowie über die Festigkeitskoeffizienten des Betons vergl. § 17 unter 5., 6. u. 7, S. 126 ff.

Die Beschränkung der Stärke des Betonbettes auf das Mindestmafs entspringt häufig aus dem Streben nach Kostenersparung und aus der Annahme, dafs Beton teurer sei als Mauerwerk. Wo diese Annahme nicht zutrifft oder der Kostenunterschied unerheblich ist, empfiehlt sich eine reichliche Bemessung der Betonstärke. Geringer als etwa 1 m macht man sie selten. Über die Berechnung von Betonplatten s. § 27 (S. 176).

b) Umschliefsung durch Pfahl- und Spundwände. Die Versenkung des Betons erfolgt in den weitaus meisten Fällen zwischen Fangdämmen oder Spund- bezw. Pfahlwänden oder zwischen leichten Holzwänden. Seltener läfst man diese Umschliefsungen ganz fort und stellt das Betonbett zwischen den Böschungswänden der durch Baggerung gebildeten Baugrube her.

Vor Aufstellung der Umschliefsung pflegt man durch Baggerung wenigstens teilweise die den festen Baugrund überlagernden Schichten zu beseitigen. Die Masse des zu entfernenden Bodens wird dabei zwar gröfser, als bei vorheriger Abgrenzung der Baustelle, die Ausführung der Baggerarbeiten aber und auch die Herstellung der Umschliefsungswände leichter. Die örtlichen Verhältnisse und die Art des auszuführenden Bauwerks werden in jedem einzelnen Fall entscheiden müssen, bis zu welcher Tiefe man die erste Baggerung vorzunehmen hat.

In fliefsendem Wasser, wo je nach der Beschaffenheit des Strombettes leicht eine Versandung der Baugrube eintreten würde, werden zu ihrer Verhütung und zur Abhaltung des Stromes vielfach vorläufige Schutzwände aufgestellt, hinter welchen die Baggerung erfolgt. Dies geschieht entweder nur gegen die Hauptstromrichtung (vergl. Abb. 24, Taf. V, Elbbrücke bei Harburg), oder aufserdem den Langseiten der Pfeiler gleichlaufend. So hat man beim Bau der Weichselbrücke zu Thorn an der Oberwasserseite eine Schirmwand aus 0,26 m starken Kanthölzern eingerammt und diese mit zwei Seitenwänden verbunden, welche aus je zwei Pfahlreihen und dazwischen gelegten Senkfaschinen bestanden.[419])

Oft stellt man auch die endgiltige Umschliefsungswand zuerst nur in dem oberen, dem Strom zugekehrten Teile und an den Seiten her, so dafs man vom Unterwasser mit Baggerschiffen einfahren kann. Nach Vollendung der ersten Baggerarbeiten

---

[418]) Über die Berücksichtigung des Wasserauftriebes im vorliegenden Falle vergl. auch Franzius im Handbuch d. Ing.-Wissensch. Bd. III, 3. Abt. (2. Aufl.), Kap. XXI, S. 367 und Brennecke, Der Grundbau. Handb. d. Bauk. Abt. III, Heft 1, Berlin 1887, S. 122 ff., sowie Zeitschr. f. Bauw. 1886, H. 1—3, S. 102.

[419]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 42.

wird dann die Umwandung auch an der unteren Seite geschlossen und erforderlichenfalls durch weiteres Baggern der tragfähige Baugrund bloſsgelegt, während die auſserhalb der Spundwand durch Baggerung etwa entstandene Vertiefung zum Schutz des Grundbaues durch Steinschüttung ausgefüllt wird.

Die Umschlieſsungswand des Betonbettes wird bei leicht beweglichem Boden aus Spundpfählen hergestellt; in Kies und grobem Sand, wo ein Angriff durch Wasser nicht zu befürchten, oder durch kräftige Schutzwerke und Anwendung von Grundpfählen, von denen später im § 35 unter 4. die Rede sein wird, unschädlich gemacht ist, läſst man meist die Spundung weg und rammt Pfahlwände (vergl. § 6 unter 6., S. 39 und § 20 unter 3., S. 154 u. 4. b., S. 156). Ist die Baustelle durch Umschlieſsung und Baggerung zur Aufnahme des Betons vorbereitet, so erfolgt dessen Versenkung mittels eines der in § 18 beschriebenen Verfahren (s. S. 138 ff.), entweder von schwimmenden oder von festen Gerüsten aus, in letzterem Falle meist unter Benutzung der Rammrüstungen und der Spundwände. Bei starker Ablagerung von Baggerschlamm hat man in einzelnen Fällen vor der Betonversenkung die Sohle der Baugrube mit einer Schicht von grobem Kies überschüttet, zwischen dessen Körner der Schlamm sich ablagert, ohne den Beton zu verunreinigen.

c) Fangdammumschlieſsung für das Grundmauerwerk. Die seitliche Umschlieſsung des nach unten durch das Betonbett begrenzten, behufs Ausführung des Mauerwerks trocken zu legenden Raumes kann bei geringer Wassertiefe durch den oberen Teil der bis über Wasser reichenden Spund- oder Pfahlwand, die nach Erfordernis dann noch besonders zu dichten ist, bewirkt werden (s. Abb. 22 rechts, Taf. IV). Bei gröſserer Wassertiefe pflegt man die Umschlieſsung durch Fangdämme in verschiedener Anordnung herzustellen und diese durch Absteifungen an der Innenseite zu stützen, so daſs sie verhältnismäſsig nur geringe Stärken zu erhalten brauchen.

Hinsichtlich der Stellung dieser Fangdämme ist diejenige auſserhalb der das Betonbett umgrenzenden Spund- oder Pfahlwand von der innerhalb der letzteren zu unterscheiden. Ein Beispiel der ersteren Art zeigt Abb. 20, Taf. II.[420]) Die Ausdehnung des Betonbettes wird dabei auf das unbedingt erforderliche Maſs eingeschränkt, die Anordnung zeigt aber den Nachteil, daſs die innige Verbindung zwischen der Betonsohle und den Seitenwänden fehlt und daher leicht ein Aufsteigen des Wassers zwischen Pfahlwand und Beton, der keine Verbindung mit dem Holz eingeht, entsteht. Auch mangelt dieser Anordnung das Zusammenwirken der Fangdämme und des Betonbettes gegen den Auftrieb des Wassers.[421])

Häufiger und zweckmäſsiger ist daher die Aufstellung der Fangdämme innerhalb der umschlieſsenden Spund- oder Pfahlwand. Das dabei angewandte Verfahren besteht darin, daſs man Bohlenwände auf geringe Tiefen in das noch nicht ganz erhärtete Betonlager eintreibt — oft auch nur auf dieses aufstellt — und den Raum zwischen ihnen und der Pfahlwand mit Beton oder einem anderen Dichtungsmaterial füllt. Abb. 21, Taf. II zeigt ein Beispiel dieser Art. Beim Eintreiben der inneren Bohlenwände kann es leicht vorkommen, daſs wegen der Schwächung des Betons an dieser Stelle ein Durchbruch entsteht. Man muſs daher mit Vorsicht ein zu tiefes Eintreiben vermeiden. Mitunter hat man auf das fertige Betonbett an der Stelle, wo die Bohlenwand eingetrieben werden soll, einen etwa 0,3 m hohen Betonrücken geschüttet, um dadurch eine Schwächung des Betonbettes selbst zu umgehen.

---

[420]) Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 49 ff.

[421]) Vergl. Die Beseitigung des Durchquellens beim Bau der Schleuse am Hafen von Goes (Niederlande). Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.

Beim Bau der neuen Eisenbahnbrücke bei Dirschau[422]) bestand die auf die frisch geschüttete letzte Schicht des Betonbettes aufgesetzte Fangdammwand aus Bundpfählen und aus zwischen zwei Reihen von Zangenpaaren lotrecht eingeschlagenen, 5 cm starken Bohlen. Die Zangen waren mit Bolzen an den Bundpfählen scharnierartig befestigt, so dafs auch das untere Zangenpaar mit dem Pfahl über Wasser verbunden und darauf der Pfahl eingesetzt werden konnte. Die Ausfüllung des 0,95 m breiten Dammes geschah mit möglichst feinem, bei der Baggerung gewonnenen, Sande mittels Muldenkippern, unter Benutzung des bei der Betonversenkung verwendeten Gerüstwagens und Einschütttrichters. Um den Sand gegen Ausspülung zu sichern, war vor dem Betonieren die Pfahlwand an der Innenseite mit geteertem Segeltuch, das etwa 1 m unter die Betonoberfläche hinabreichte, benagelt worden, während die gegenüberliegende Seite der aufgestellten Bohlwand nur mit Sackleinwand bekleidet wurde. Bevor dies geschah, wurde zu gröfserer Sicherheit an der unteren Kante der Wand mittels eines langen Blechtrichters (s. Abb. 159) ein Mörtelstreifen geschüttet, in der Absicht, dadurch jede Undichtigkeit zwischen Wand und Beton zu vermeiden. Die Baugruben wurden, nach erfolgtem Auspumpen durch eine Kreiselpumpe, mit einem nur zeitweise arbeitenden, kleinen Dampfwasserheber unschwer trocken gehalten.

Abb. 159. *Betontrichter zur Spundwandabdichtung.*



Über Dichtung von Fangdammwänden mittels geteertem Segeltuch s. § 20, (S. 154).

Wo die spätere Beseitigung der Betonfangdämme erforderlich wird, mufs sie zum grofsen Teil unter Wasser, durch Picken, Keilen und leichte, vorsichtig vorgenommene Sprengungen geschehen. Da dies immer Schwierigkeiten macht, so wird vielfach eine Füllung aus Ton, Lehm oder anderen leicht zu entfernenden Stoffen vorgezogen (vergl. Abb. 23, Taf. V). Bei dem östlichen Strompfeiler der Koblenzer Rheinbrücke hat man neben dem Betonfangdamm eine Dichtung durch Ton zwischen letzterem und der Pfahlwand vorgenommen (s. Abb. 22, Taf. II).

Die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke sind auf Beton zwischen Spundwänden aus I-Trägern gegründet, die bei den Flufspfeilern 4 m, bei den Landpfeilern 3 m unter die Sohle der Betonschüttung reichten. Der Beton selbst erstreckt sich bei den Strompfeilern 5 m, bei dem Bonner Landpfeiler 4 m und bei dem Beueler Landpfeiler 3,5 m unter die Flufssohle. Die eisernen Spundwände wurden unter dem Schutze von hölzernen 20 cm starken Fangdämmen geschlagen, soweit die Baugruben nicht in den gewachsenen Boden hinein reichten. Die Pfähle des Fangdammes wurden von Pfahlgerüsten aus eingerammt, zu deren Herstellung schwimmende Rammen benutzt wurden. Die beiden Wände des Fangdammes wurden gegeneinander abgesteift und der Zwischenraum mit Erde gefüllt. In der Mitte der Baugrube errichtete man einen von Pfählen getragenen Längsholm, gegen den sich die quer durch die Grube angeordneten Spreizen stützten und der zur Aufnahme einer Schiene diente, auf der sich das zum Schütten des Betons dienende Fahrgerüst bewegte.

Mit dem Baggern hatte man bereits begonnen, bevor die Fangdämme geschlossen waren und zwar mit Hilfe eines in die Baugrube gebrachten Schwimmbaggers. Später traten zwei Greifbagger an seine Stelle, von denen der eine auf einem fahrbaren Träger aufgestellt war, während der andere sich auf dem Fangdamm bewegte. Der Beton wurde auf einem schwimmenden Mischboden bereitet, auf welchem der Kies mittels eines Becherwerks aus den Prahmen geschöpft wurde. Durch eine Wechselklappe fiel der gehobene Kies in einen von zwei Kippwagen, welchem gleichzeitig Zement von einer darüber liegenden Bühne zugeführt wurde. Der gefüllte Wagen wurde bis vor den Trichter einer Mischtrommel, in welche ein Brauserohr mündete, geschoben und dort entleert. Der Inhalt der Trommel entleerte sich in Wagen, die von einem an der Ecke des Fangdammes aufgestellten Drehkran ergriffen, auf ein rings um die Baugrube laufendes, von den Pfahlwänden getragenes, Gleis gesetzt und an die Trichter der Schüttvorrichtung gerollt wurden. Diese bestand aus zwei eisernen Röhren von 600 mm Durchmesssser, welche durch Anfügung einzelner Rohrstücke bis zu 12 m verlängert werden konnten. Sie waren der Höhe nach verstellbar, an kleinen Wagen aufgehängt und konnten auf einer Laufbrücke verschoben werden. Die vordere spitzwinklige Ecke der Pfeilerbaugruben konnte von der Schüttvorrichtung nicht bestrichen werden, woher hier der Beton mit Hilfe eines hölzernen Kastens versenkt wurde.

---

[422]) Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 424.

Nachdem die Betonfüllung die erforderliche Höhe erreicht hatte, wurde die Baugrube mit Hilfe einer Kreiselpumpe ausgepumpt und die Aufmauerung des Pfeilermauerwerks konnte beginnen.

Soweit die eisernen Pfähle über das Grundmauerwerk hinausragten, mufsten sie entfernt werden. Diese schwierige Arbeit erfolgte, indem man in die Eisenwandungen Löcher nebeneinander und zwar zuerst quer durch die Stege der gröfseren I-Träger, dann der Länge nach durch die Stege der kleineren Träger mittels elektrischer Bohrmaschinen bohrte. Durch Fräsen erweiterte man die Löcher. Während dieser Arbeit wurde die Grube, die ja durch die Erdschüttung zwischen den Wänden des Fangdammes geschützt war, trocken erhalten. Dann aber liefs man das Wasser hinein, entfernte den Füllboden durch Greifbagger und zog die Holzpfähle heraus. Die eisernen Pfähle wurden an den durch die Bohrungen geschwächten Stellen hin- und hergebogen und dadurch abgebrochen. Dies geschah, indem man am oberen Ende eines Trägers ein Drahtseil befestigte, das von einem Dampfer geschleppt wurde und aufserdem noch die Kette eines schwimmenden Dampfkranes anbrachte. Mit Hilfe des Schiffes bog man den Träger krumm, mittels des Kranes richtete man ihn wieder auf und setzte dies so lange fort, bis das Stück abbrach, was meist schon beim ersten Aufrichten erfolgte. Bei den Landpfeilern liefs man die eisernen Spundwände einfach stehen.[423])

Häufig empfiehlt es sich, die Betonfangdämme als Teile des endgiltigen Baues stehen zu lassen, so z. B. bei Futtermauern der verschiedensten Art, bei Schleusen, Dockbauten u. s. w. (vergl. Abb. 22, Taf. V). Dabei wird die innere Wand des Fangdammes bisweilen abgetreppt.

d) Quellendichtung. Zeigen sich nach dem Ausschöpfen des Wassers undichte Stellen im Betonbett, so gelingt es selten, sie zu verstopfen, so lange sie unter dem äufseren Wasserdruck stehen.[424]) Mit besserem Erfolge sucht man dem Wasser aus solchen Stellen durch wagerechte Kanäle, die mit dem endgiltigen Mauerwerk überdeckt werden können, einen Abzug zu gestatten und an geeigneter Stelle mit einem lotrechten Rohre in Verbindung zu bringen. Nach Aufhören des Wasserschöpfens kann man dann dieses Rohr mit einem hydraulischen Mörtel füllen, der bis an die undichten Stellen des Grundbaues gedrückt wird und nach seinem Erhärten einen sicheren Schlufs bewirkt (vergl. § 21, S. 163). In ähnlicher Weise hat man auch bei älteren Bauwerken, die unterspült waren, die leeren Räume durch Einführen hydraulischen Mörtels gefüllt. Mitunter gelingt es, statt durch Aufstellung von Röhren, die Quellen durch Umschliefsung mit Kasten abzufangen und innerhalb dieser später das Grundmauerwerk zu ergänzen.

Nicht selten sind solche Quellaufbrüche mit dem Übelstande verbunden, dafs mit dem Wasser auch feste Bestandteile, namentlich Sande, aufgetrieben werden und dadurch der Boden unter dem Betonbett sich stellenweise lockert. Um den Sand zurückzuhalten, hat man mehrfach mit gutem Erfolg über der Aufbruchstelle Haufen von gutem Kies aufgebracht, welche die Sandauftreibung, wenn auch nicht ganz hinderten, so doch wesentlich abschwächten. Bei stark quelligem Boden hat man in Frankreich wohl auch vor dem Versenken des Betons eine wasserdichte Leinwand über den ganzen Boden der Baugrube ausgebreitet, um dadurch die Quellen unter der Leinwand fortzuleiten und ihr Aufsteigen in das Betonbett zu verhüten.

Um den Wasserdruck auf das Betonbett während der Ausführung des Baues zu vermindern, ist auch vorgeschlagen worden, auf Baustellen, die nicht im offenen Strome, sondern in begrenztem Wasser oder im Grundwasser liegen, rings um die Umschliefsungswände bezw. Fangdämme, das Wasser durch Pumpen auf einem niedrigeren Stande zu halten und dadurch die Annahme einer geringeren Stärke des Betonbettes zu ermög-

[423]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310 u. 311, auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 619 und Deutsche Bauz. 1898, S. 658.

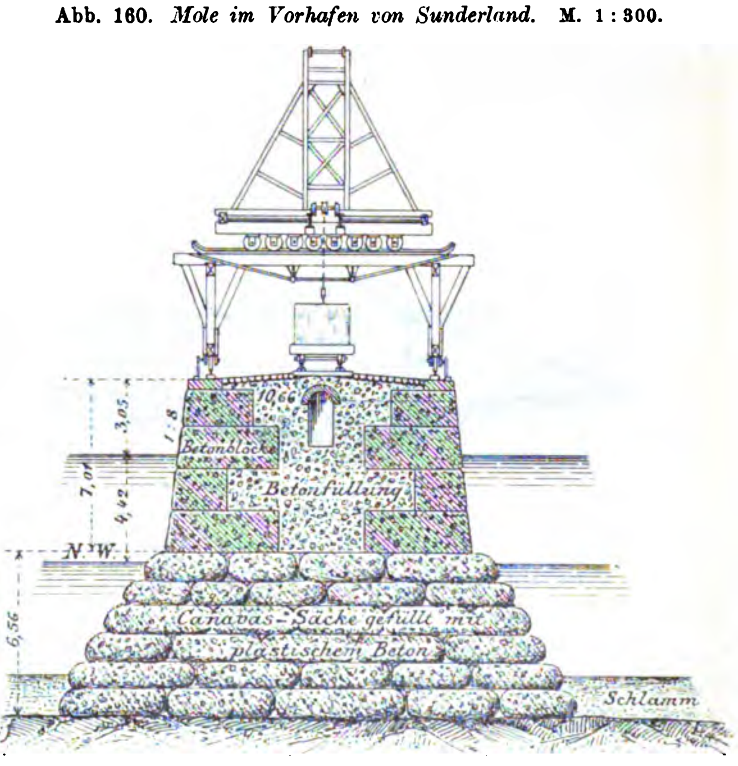
[424]) Vergl. den Quellenaufbruch in der Schleuse in Brunsbüttel acht Tage nach Trockenlegung des Betonbettes. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 439.

lichen. Für aufsergewöhnliches Steigen des Wassers mufs dann ein Übertreten in die Baugrube vorgesehen werden, etwa durch eine Beschränkung der Höhe der Fangdämme auf ein dem zulässigen Wasserdruck entsprechendes Mafs. Bei sehr ausgedehnten Baustellen sind damit unverkennbare Vorteile zu erreichen.

2. Betongründung unter Wasser ohne Umschliefsungen.

a) Betongründung mittels Säcken. Ein vielfach bei gutem Baugrunde für Molenbauten angewendetes Verfahren der Betongründung besteht darin, dafs mit Beton gefüllte Säcke fest verschlossen, unmittelbar auf dem vorher von Schlamm oder sonstigen lockeren Erdarten durch Baggerung befreiten Baugrunde abgelagert und, meist bis zur Niederwasserhöhe, im Verbande schichtenweise aufgestapelt werden, um dann den meist aus künstlichen oder natürlichen Steinblöcken mit Betonhinterfüllung bestehenden Molenbau aufzunehmen (s. Textabb. 160 u. Abb. 9, Taf. III). Die Säcke passen sich den Unebenheiten des Bodens gut an, bestehen aus durchlässigem Stoff und bilden daher nach dem Abbinden einen einzigen zusammenhängenden festen Block, der den Angriffen des Wassers gut widerstehen kann, sobald die Voraussetzung zutrifft, dafs keine Unterwaschung stattfindet, der Boden also womöglich aus Felsen besteht, wie dies bei den Molen im Vorhafen von Sunderland[425]) (siehe Abb. 160) und im Hafen von Bilbao[426]) der Fall ist. Bei den letztgenannten wurden Säcke in zwei Gröfsen, von 4,5 und 7,6 cbm verwendet, deren Herstellung in Kasten von entsprechenden Abmessungen erfolgte, in welchen die Leinwand ausgebreitet, mit Beton vollgeschüttet und zusammengenäht wurde. In beiden Fällen geschah das Versenken der Säcke, sowie das Aufmauern des oberen Teils der Molen vor Kopf, indem ein auf dem fertigen Teil auf Gleisen sich bewegender, mit Gegengewicht versehener Laufkran mit weit ausladendem Ausleger zuerst die Säcke und dann die Steinblöcke verlegte.

Abb. 160. *Mole im Vorhafen von Sunderland.* M. 1 : 300.



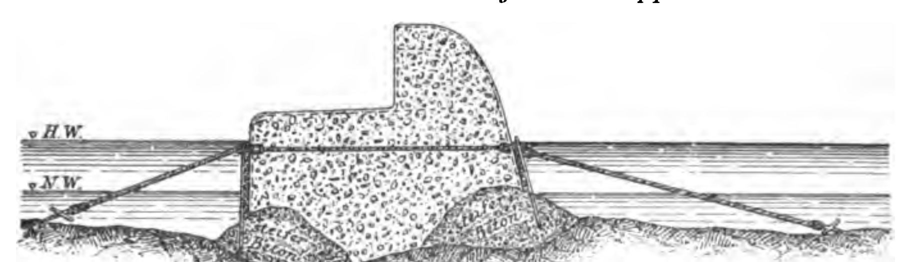
b) Verwendung von halbabgebundenem Beton. Dieses von Kinipple angewandte Verfahren (vergl. § 18, S. 146) hat sich namentlich bei Dammbauten in bewegtem Wasser bewährt.

[425]) Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254 und 1885, S. 70 und Fortschr. d. Ing.-Wiss. I. 2, S. 26.
[426]) Ann. des ponts et chaussées 1898, I. S. 448.

Bei den Hafenbauten in Greenock wurde z. B. der Kern der Dämme aus einem Beton hergestellt, welcher aus einem Raumteil Zement und 6 Teilen Sand und Schotter bestand, während der diesen Kern umgebende etwa 1 m starke und dem Wellenangriff unmittelbar ausgesetzte Aufsenkörper aus 2 Teilen Zement und 7 Teilen Sand und Schotter zubereitet war. Die letztere, fettere Mischung liefs man 3 Stunden abbinden, ehe man sie versenkte, die magere etwa 5 Stunden. Auf die richtige Bemessung dieser Zeitdauer, je nach dem zur Verfügung stehenden Bindemittel, wurde die gröfste Sorgfalt verwendet. Dem Beton, der an Stellen versenkt werden mufste, welche der Strömung oder dem Wellenangriff besonders ausgesetzt waren, fügte man unmittelbar vor seiner Versenkung eine geringe Menge schnell bindenden Zementes hinzu. Mauern, welche ohne Rücksicht auf den Flutwechsel gänzlich aus steifem Beton zwischen zwei innen mit starkem Segeltuch bekleideten und bis zum gewöhnlichen Niedrigwasser reichenden Spundwänden ausgeführt wurden, haben sich in verschiedenen Häfen vollkommen bewährt.

Bei einigen Mauern wurden die über Niedrigwasser reichenden Teile durch geböschte Seitenwände begrenzt, welche aus sehr leicht zu handhabenden Betonblöcken von nur 50 cm Länge, 30 cm Breite und etwa 82 kg Gewicht hergestellt wurden (s. Abb. 8, Taf. III). Hinter, bezw. zwischen diese Böschungswände, deren Fugen mit schnell bindendem Zement vergossen wurden, schüttete man steifen Beton, welcher sich mit ihnen vollkommen zu einem einzigen Block verband. Während der Arbeitsunterbrechungen wurde die jeweilig letzte Betonschicht durch Bretterlagen abgedeckt.

Abb. 161. *Dammherstellung nach Kinipple.*



Eine andere von Kinipple angewandte Bauweise zeigt Abb. 161, nach welcher zur Herstellung von Dämmen, die nicht zu sehr dem Wellenangriff ausgesetzt waren, zunächst in zwei ausgebaggerten Rinnen bis auf etwa Niedrigwasserhöhe zwei Wulste oder Fufsdämme aus steifem Beton geschüttet wurden. Je nachdem die See ruhig oder bewegt war und je nach den Eigenschaften des zur Verfügung stehenden Zementes konnten diese Dämme entweder frei geschüttet oder durch Versenken von Säcken mit Beton, welche sich erfahrungsgemäfs fest miteinander verbinden und einen einzigen Block bilden, hergestellt werden. In diese Wulste trieb man schwach geneigte eiserne Pfähle, welche durch Stangen, die an ihren Enden mit Ösen versehen waren, verbunden wurden. In der Querrichtung wurden diese Pfahlreihen mittels beiderseits verankerter Kabel gehalten. Jede Pfahlwand wurde innen mit einer durch Segeltuch abgedichteten Holzwand bekleidet, so dafs das Auswaschen des im Schutz dieser Wände versenkten Betons tunlichst verhindert wurde. Der Raum zwischen den Pfahlwänden ward der Länge nach durch Querscheidemauern abgeteilt, welche aus versenkten kleinen Betonblöcken bestanden. Hieraus entsteht nach Ansicht des Erbauers durchaus keine Verminderung des Zusammenhanges des Bauwerks, da der gegen die Scheidewände geschüttete Beton sich innig mit den Blöcken und dem vorher versenkten Beton verbindet.[427])

[427]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196 (nach den Nouv. ann. de la constr. 1887, Dezemberheft), und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 30.

c) **Betonbereitung unter Wasser.** Dieses gleichfalls von Kinipple angewandte, auf Einspritzen von Zement beruhende Verfahren ist in dem § 3 (S. 24 u. 25) und § 18 (S. 147) bereits besprochen worden, so dafs hier nur der Bau des Hermitage-Wellenbrechers im Hafen von St. Helier's auf Jersey als Beispiel folgen mag.[128])

Der Hafen von St. Helier's hat eine dem Wellenschlage aufsergewöhnlich ausgesetzte Lage und einen sehr bedeutenden Flutwechsel, der bei Äquinoktial-Springfluten nicht weniger als 12,19 m beträgt. Der Seeboden wird von festem, aber an seiner Oberfläche sehr unregelmäfsig gestalteten Granitfels gebildet, der teils ganz frei liegt, teils von einer bis zu 2,5 m starken Schicht von Steinen, Kies und Schlick überlagert ist. Der ältere etwa 175 m lange Teil des Wellenbrechers wurde 1873—79 von Sir John Goode in üblicher Weise bis zum Niedrigwasser aus lose aufeinander gesetzten schweren Betonblöcken in wagerechter Schichtung erbaut, in denen in Zementmörtel versetzte Betonblöcke den oberen Teil des Wellenbrechers bilden. Zur Abgleichung des auf der Strecke des alten Teils blofsliegenden Felsens dienten schwere, mit Beton gefüllte Säcke.

Auf dem neuen Teil lag der Fels tiefer und war, wie schon bemerkt, in verschiedener Höhe von lockeren Erdschichten überlagert. Kinipple liefs nun zunächst in voller Fundamentbreite von etwa 16 m durch Greifbagger den Felsen blofslegen und alle Spalten, denen mit dem Bagger nicht beizukommen war, durch Taucher vollständig reinigen, so dafs nunmehr die Gründung unmittelbar auf den festen Fels erfolgen konnte. Es kam hier darauf an, eine feste und ebene Fundamentsohle herzustellen, auf welcher der Überbau, gegen jede Unterspülung gesichert, ruhen konnte. Zu dem Zweck wurde der ausgehobene Fundamentschlitz in Abständen von 3,80 m mit Kies und losen Steinen, bei niedrigem Wasser von Kähnen aus ausgefüllt und die Schüttung dann durch Taucher mittels eggenartiger Werkzeuge geebnet. Das offene Kopfende dieser Schüttung wurde durch einen kleinen Wall abgeschlossen, den Taucher aus Betonsäcken herstellten und mit Segeltuch abdichteten. An den Seiten bildeten die stehengebliebenen Bodenmassen, nach dem Lande die fertigen Teile des Wellenbrechers den Abschlufs der Baugrube, so dafs genügende Sicherheit gegen Entweichen des Zementes beim Einpressen allseitig vorhanden war. An den Stellen, wo der Fels vollkommen blofs lag oder wenigstens nicht genügender seitlicher Abschlufs vorhanden war, wurden auch die Seiten mit Betonsäcken eingefafst. Durch ein schmiedeisernes Rohr von 7,5 cm Durchmesser, dessen unteres Ende mehrfache Durchbohrungen erhielt und welches an einem, auf dem fertigen Wellenbrecherteil laufenden Kran aufgehängt war, wurde der Zement zugeführt. Das Rohr wurde dabei von Tauchern in Abständen von 2,5 bis 3 m in die Schuttmasse bis zur Fundamentsohle eingesetzt. Der zu steifem Brei angemachte reine Zement wurde von einer an dem erwähnten Kran ebenfalls aufgehängten Arbeitsbühne möglichst fortlaufend eingebracht. Die Arbeitsbühne, welche über dem höchsten Wasserstand schwebte, so dafs also stets mit dem gleichen Standrohre gearbeitet werden konnte, bot für 8 Mann und einige Zementsäcke Platz. Der Zement, welcher unter dem Druck einer rund 18 m hohen Zementsäule stand, durchdrang alle Hohlräume der Schüttung und stellte ein vollkommen festes, ebenes Betonbett her. Das Standrohr wurde dabei von Tauchern jedesmal umgesetzt, sobald der Zement an der Oberfläche der Schüttung austrat. An Zement wurde etwa $^1/_9$ des Gewichtes der Stein- und Kiesmasse gebraucht. Jeder Fundamentabschnitt wurde von den Tauchern in 8 bis 10 Tagen ausgeführt.

Sobald sich dieser Unterbau genügend befestigt und gesetzt hatte, wurde mit dem Oberbau begonnen, der aus Betonblöcken von nur 9 bis 12 Tonnen Gewicht hergestellt wurde, da diese Blöcke, auch unter Wasser, vollständig mit Mörtel ausgefüllte Fugen erhalten sollten. Kinipple hebt als einen besonderen Vorteil seines Verfahrens hervor, dafs er vollständig zusammenhängende Massen herstellen kann, während man sonst die Betonblöcke unter Niedrigwasser nur lose aufeinander stapelt und ihnen also ein möglichst grofses Gewicht geben mufs, das bis zu 100 t steigt. Aufserdem sind solche Blöcke in der Gegend des Niedrigwasserspiegels infolge der offenen Fugen starker Zerstörung ausgesetzt, und erfordern schwere Versetzkrane, die die Gesamtkosten wesentlich erhöhen würden.

Die für den neuen Teil des Wellenbrechers angewendeten Blöcke hatten 2,75 m bezw. 3,65 m Länge bei 1,22 m Breite und Stärke. Je 4 dieser Blöcke, quer zur Achse des Wellenbrechers versetzt, ergaben dessen Gesamtbreite, die unten 12,80 m, oben 11,60 m betrug. Sie wurden mit einer Neigung von 68° gegen die Wagerechte verlegt, so dafs es möglich war, die neuen Blöcke auf dem fertigen Teile abwärts gleiten zu lassen. Die Stirnfläche der Betonblöcke ist mit Granitblöcken verkleidet.

---

[128]) Vergl. Deutsche Bauz. 1894, S. 349 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 27.

Mittels Feder und Nut greifen die einzelnen Blöcke fest ineinander. 4 bis 6 dieser Schichten mufsten unter Wasser von Tauchern versetzt werden, darüber erfolgte die Versetzung in gewöhnlicher Weise mit Zementmörtel durch Maurer im Trockenen. Je 3 Blockreihen in der Längsrichtung und 2 Schichten übereinander wurden unter Wasser zunächst trocken versetzt. Dann wurden alle Fugen von Tauchern mit Segeltuch abgedichtet. Längs den Kanten erhielten die Blöcke nämlich gleich bei der Herstellung halbzylindrische Rillen, die zusammen mit den Rillen des benachbarten Blockes hohle Zylinder von etwa 8 cm Durchmesser bildeten. In die wagerechten Fugen wurden mit rasch bindendem Zement gefüllte Kattunstrümpfe eingelegt, die beim Aufsetzen der nächsten Schicht einen vollständig dichten Fugenabschlufs bildeten. In dieser Weise wurden in einem Jahre 91 m des neuen Wellenbrechers hergestellt. Der ganze 160 m lange neue Teil wurde in den Jahren 1887—89 ausgeführt. Gleichzeitig wurde ebenfalls mit Hilfe der Zementeinpressung der alte Teil des Wellenbrechers ausgebessert und gesichert.

Das Kinipple'sche Verfahren scheint sich weniger für Neubauten, als namentlich zur Wiederherstellung gefährdeter Bauten zu eignen, zu welchem Zweck es mehrfach mit bestem Erfolge angewendet worden ist.

Bei Ausbesserungen von Ufermauern, bei unterspülten Brückenpfeilern, bei Hausmauern, die sich gesetzt haben u. dergl., schlägt Kinipple vor, Bohrlöcher in gewissen Abständen bis unter die Fundamentsohle herzustellen, Standrohre einzusetzen und dann reinen Zement zuzuführen, erforderlichenfalls mittels besonderer maschinellen Einrichtungen einzupressen, wenn das eigene Gewicht der Zementsäule nicht ausreicht.[439])

3. Betonbett mit Eiseneinlagen. Bei der geringen Zugfestigkeit, welche der Beton gegenüber seiner verhältnismäfsig grofsen Druckfestigkeit besitzt, hat sich in neuerer Zeit das Verfahren Eingang verschafft, ähnlich der Monier'schen Bauweise, durch Eiseneinlagen den Widerstand der Betonbetten gegen Zugspannungen zu erhöhen bezw. die Betonstärke wesentlich einzuschränken. Das Zusammenwirken von Eisen und Zementmörtel ist ein durchaus inniges, da der Mörtel sich fest mit dem Eisen verbindet, an seiner Oberfläche haftet, deshalb die Oxydation verhindert und eine Lockerung des Eisens durch Temperaturänderungen, weil der Ausdehnungskoeffizient bei beiden Materialien fast der gleiche ist, nicht befürchten läfst. Die bedeutende Festigkeit des Eisens hat seine Verwendung oft auch an solchen Stellen der Betonschüttung zweckmäfsig erscheinen lassen, welche nur auf Druck in Anspruch genommen werden, wenngleich der hierdurch erreichte Gewinn gegen die vorgenannte Art der Verwendung zurücktritt. Durch richtige Verteilung und sichere Umfüllung der Einlagen läfst sich offenbar eine vollständig dauerhafte, gegen Einwirkungen der Luft und des Wassers abgeschlossene Schicht mit erheblich geringeren Abmessungen, als aus reinem Beton erreichen. In welchem Mafse das Eisen auch für solche, nur auf Druck beanspruchte Lagen vorteilhaft zu verwenden ist, richtet sich nach seinem Preisverhältnis zu demjenigen des Betons.

Zu Gründungen hat man die Verstärkung der Betonbetten durch eingelegte eiserne Träger vornehmlich da angewandt, wo bei mangelnder Gleichmäfsigkeit des Untergrundes eine wirksame Ausgleichung des Druckes zu erstreben war, ferner bei Betonbetten, die zeitweise einen starken Wasserdruck auszuhalten haben, wie in Schleusenböden, offenen Baugruben nach deren Trockenlegung u. dergl. In ausgedehnter Weise ist dieses Gründungsverfahren beim Bau des neuen Domes in Berlin angewandt worden. Über die Verwendung zur Herstellung von Schleusenmauern und Schleusenböden kann

[439]) Vergl. auch die im § 3 unter 1. f., S. 24 angeführten ungünstigen Erfahrungen bei nicht geeigneter Bodenbeschaffenheit.

auf die unten angegebene Literatur[430]) verwiesen werden. Gegenüber der Anwendung von Betonbetten beim hölzernen Schwellrost (vergl. § 30 unter 4.) besitzt der gleichfalls im § 30 unter 5. besprochene eiserne Schwellrost in Stampfbeton den Vorteil der Unabhängigkeit vom Wasserstande des Grundwassers. Als Beispiel für die Verwendung von Betonbetten mit Eiseneinlagen kann das auf dem Augstumalmoor bei Heydekrug von der Königl. Generalkommission in Königsberg für Gebäudegründungen allgemein angewandte eigenartige Verfahren angeführt werden, wonach das Moor zunächst auf einer dem Bau entsprechenden Fläche durch Drainierung entwässert wird. Dabei sackt es nach langjährigen Versuchen des Oberförsters Storp zusammen und wird hart, während es mit Wasser vollgesogen in einem schwammartigen Zustande sich befand. Nach ein- oder zweijähriger Entwässerung wird auf das verdichtete Moor eine etwa 1 m hohe Sandaufschüttung aufgebracht, die nötigenfalls mehrfach erneuert wird und zwei mit Eiseneinlagen versehene Betonplatten aufnimmt, über welchen dann der in Zementmörtel gemauerte und mit eingelegten Eisenträgern versteifte Gebäudesockel zu liegen kommt. Ein so gegründetes Gebäude sinkt in den folgenden Jahren meist noch etwas ein. Diese Absenkung ist aber eine vollständig gleichmäfsige, während bei einem Pfahlrost nur die Wände selbst eine Unterstützung erhalten und das Pflaster, sowie die Dielung des Kellers ungleichmäfsig einsinken.[431])

4. Die Kosten der Betongründung bestimmen sich zum weitaus gröfsten Teil nach den Preisen für Mauerwerk, Beton, Holz und Eisen, sowie für die Ramm- und Zimmerarbeiten zu den Umschliefsungswänden, bezw. für die Grundpfähle und Rüstungen. Die Kosten für Baggerung, Dichtung und Trockenlegung der Baugrube machen bei regelrechtem Fortgange der Arbeit einen verhältnismäfsig geringen Teil aus. Die Ermittelung der Kosten nach den marktgängigen Baustoffpreisen und nach den Preisen für Bagger-, Ramm- und Betonarbeiten (vergl. die §§ 11, 16 u. 18) ist daher in jedem einzelnen Fall leicht durchzuführen.

Einige Beispiele über die bei Betongründungen entstehenden Kosten der einzelnen Arbeitsgattungen, über Einzelpreise und Gesamtkosten, mögen nachstehend folgen:

a) Brücke über die Ruhr bei Düssern[432]) für zwei Gleise der Rheinischen Eisenbahn. Die Brücke hat 3 Stromöffnungen zu 48 m lichter Weite, überdeckt mit eisernen Bögen und 9 Flutöffnungen zu 15,7 m Weite mit Gewölben.

Bei den Pfeilern für die drei Stromöffnungen und eine Flutöffnung am linken Ufer sind künstliche Umschliefsungen des Betonfundamentes durch Pfahlwände erforderlich geworden; bei dem linksseitigen Widerlager indessen nur einseitig, während bei den nächsten 4 Pfeilern ringsum. Zur Dichtung der Baugrube während der Ausführung des Mauerwerks wurden beim Strompfeiler II Fangdämme auf das Betonbett gesetzt, bei den übrigen Pfeilern nicht. — Die Betonfundamente der rechtsseitigen Flutpfeiler haben keine künstliche Umschliefsung durch Holzwände erhalten; der Beton wurde in die mit geböschten Wänden hergestellten Baugruben bis auf die Höhe des Niedrigwassers geschüttet und nach Aufführung des Mauerwerks der obere Teil der Gruben mit Steinen ausgepackt.

Die Gründungskosten derjenigen 5 Pfeiler, bei welchen eine künstliche Umschliefsung der Baugruben erforderlich war, werden zu 112149 M. angegeben, die der übrigen 8 Pfeiler zu 32228 M. — Erstere Kosten verteilen sich auf die einzelnen Arbeiten, wie es die Übersicht in Tabelle XII (S. 192) zeigt.

---

[430]) „Die Verwendung von Eisen und Zement für Herstellung von Schleusenmauern und Schleusenböden." Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 489 ff. und „Empirische Untersuchungen im Bau-Ingenieurfach, insbesondere an Beton-Eisenkonstruktionen ausgeführte Bruchbelastungen" von Prof. M. Möller in der Deutschen Bauz. 1894, S. 600 ff.

[431]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 423.

[432]) Vergl. Wiebe, Die Gründung der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 573 ff.

Tabelle XII.

Übersicht über die Gründungskosten der Brücke über die Ruhr bei Düssern.

	Mafseinheit	Linkes Widerlager		Land-pfeiler I		Strom-pfeiler I		Strom-pfeiler II		Land-pfeiler II	
		Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.
Tiefe der Pfahlwandspitzen unter Niedrigwasser	m	5,76	—	5,26	—	4,96	—	4,86	—	3,26	—
Tiefe der Betonsohle unter Niedrigwasser	m	1,97	—	2,47	—	1,46	—	2,18	—	1,47	—
Länge der Pfähle zu den Pfahlwänden rd.	m	8	—	8	—	9	—	9	—	8	—
Stärke des Betonbettes	m	2,47	—	2,94	—	1,91	—	2,10	—	2,32	—
Fläche der Betonsohle (= Masse, dividiert durch Stärke des Betonbettes)	qm	189	—	142	—	172	—	193	—	175	—
Fläche des Pfeilers über Fundamentmauerwerk	qm	130	—	100	—	90	—	111	—	84	—
Erd- und Baggerarbeiten einschliefslich Bagger- und Schiffsmiete, Gerüste, Förderung der Massen u. s. w. (oben leichter Boden, dann Sand und Kies mit Steinen)	cbm	545	2624	522	1383	796	2207	2056	4537	993	3249
Zimmerarbeiten, einschliefslich Gerüste, Rammmiete u. s. w. (die Mafse geben die Längen der 20 cm starken Pfahlwände)	m	44,7	5212	48,6	5000	50	7085	55,25	16388	—	4240
Betonierung einschliefslich Gerätekosten (Kosten f. d. cbm 17,70 M., vermehrt um die Miete für Betontrichter von 1,50 M. f. d. Tag und kleine Nebenkosten)	cbm	466	8317	417	7425	329	5855	405	7306	396	7046
Fundamentmauerwerk. Es wurde gerechnet über Niedrigwasser bis	m	0,92	—	0,92	—	1,89	—	0,19	—	2,18	—
Fundamentmauerwerk (Kosten f. d. cbm 16,32 M.)	cbm	57,9	945	48,7	725	165,5	2700	35,8	585	132,2	2158
Senksteinpackung (Kosten f. d. cbm 5,40 bis 6,10 M.) . . .	cbm	36	194	52	281	235	1269	488	2977	182	983
Nebenkosten, Verwaltung, Aufsicht und Verschiedenes (darunter ¼ des Betrages von 20000 M. für Einrichtung des Bauplatzes)			1763		1546		2674		3057		2294
Gesamtkosten der Gründung			19109		16430		21790		34850		19970

Die Kosten der Zimmerarbeiten für den Strompfeiler II, bestehend in der Herstellung (einschliefslich Material) der Rüstungen, der Pfahlwände und der Fangdämme über die Betonsohle, setzten sich wie folgt zusammen:

	M.	Pf.
Herstellung der Schutzrüstung	298	50
Materialabgang für die Schutzrüstung	655	5
Herstellung des Rammgerüstes zu den Nasmyth'schen Dampframmen, aus 86 Rüstpfählen von 6 bis $7^1/_2$ m Länge und mit einer Oberfläche von etwa 380 qm	2318	10
Materialabgang für das Rammgerüst	7118	40
55,25 lfd. m Pfahlwand von 20 cm Stärke zu rammen, f. d. lfd. m 22,67 M.	1252	52
Materialabgang für die Pfahlwand (258 Pfähle)	3513	48
Abbruch der Pfahlführungszangen	39	74
Herstellung der inneren Wand des Fangdammes von 5 cm Stärke	252	75
Materialabgang für den Fangdamm	240	71
Miete für Herstellung einer Kunstramme auf 21 Tage, täglich 9 M.	189	—
Beförderung der Dampframme nach der Verwendungsstelle und zurück	300	—
Dampframmenmiete auf 21 Tage, täglich 10 M.	210	—
Zusammen	16388	25

Einheitspreise.

	M.	Pf.
Die Ausführung der Rammarbeiten kostete für den Strompfeiler I, wo die Pfähle $6^1/_2$ bis 7 m tief in den Boden getrieben werden mufsten, bei Anwendung einer Nasmyth'schen Dampframme von 1100 kg Gewicht des Rammbären und 750 kg des Gehäuses, f. d. lfd. m Pfahlwand	20	—
Bei den übrigen Pfeilern (Rammtiefe 4 bis 6 m) kostete die Rammarbeit f. d. lfd. m Pfahlwand	18	—
Für die Rammpfähle sind f. d. cbm frei Bauplatz bezahlt worden	33	50

Arbeiten zum Rammgerüst um den Strompfeiler II.

	M.	Pf.
Aussuchen der Pfähle auf dem Bauplatz, Anspitzen derselben und Beförderung zur Verwendungsstelle, f. d. Stück	—	80
Einrammen derselben, 2 bis 3 m tief, vom Nachen aus, Abschneiden in richtiger Höhe und Bearbeitung der Köpfe (ausschl. Stellen d. Zugramme) f. d. Stück	8	50
Bearbeiten und Anbringen der Längs- und Querhölzer, f. d. lfd. m	—	50
Herstellen des 5 cm starken Bohlenbelages, einschliefslich Lieferung der Drahtstifte, f. d. qm	—	40
Beförderung der Schienen vom Lagerplatz nach der Verwendungsstelle, Verlegen und Befestigen derselben auf den Langschwellen durch Nagelung, f. d. lfd. m	—	30
Dieselben von den Langschwellen zu lösen, nach dem anderen Pfeiler zu befördern und dort von neuem mit den Langschwellen zu verbinden, f. d. lfd. m	—	40

b) Brücke über die Elbe in der Leipzig-(Döbeln-)Dresdener Eisenbahn[438]) (Baujahr 1867). Kosten der Gründung des rechtsseitigen Strompfeilers. Tiefe der Spundwandspitzen unter Wasser 7,5 bis 8 m, der Fundamentsohle 5 m. Fläche der Fundamentsohle 107 qm, Pfeilerfläche in Wasserhöhe 98 qm. Baugrund: grober Kies. Doppelte Spundwand mit Steinschüttung.

Kostenzusammensetzung.

	M.
Für 360 cbm Kies mit Dampfbagger auszubaggern	540
„ 130 lfd. m Spundwände, 0,2 m stark	16900
„ 270 cbm Zementbeton zu 36 M.	9820
„ 390 „ Kalkbeton (hydraulischer) zu 8,5 M. (?)	3315
„ 190 „ Quadratmauerwerk zu 34 M.	6460
„ 140 „ Mauerwerk mit Beton zwischen Quadern	2940
„ 400 „ Steinschüttung zu 2 M.	800
„ Fangdämme, Wasserschöpfen	10000
„ Rüstungen, Geräte, Aufsicht und Insgemein	9225
Zusammen	60000

[438]) Vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

c) Tabelle XIII. **Zusammenstellung von Angaben über Strompfeilergründungen verschiedener gröfserer Brücken.**

Laufende Nummer	Bezeichnung der Brücke: Überbrückter Flufs	Lage der Brücke bei		Zeit der Ausführung	a: Tiefe unter Niedrigwasser der Pfahlwandspitzen m	b: Tiefe unter Niedrigwasser der Grundbausohle m	c: Fläche der Sohle qm	d: Inhalt des Pfeilermauerwerkes (einschliefslich Beton) unter Wasser cbm	e: Kosten eines Pfeilers bis Niedrigwasser im ganzen M.	f: f. d. cbm der Masse in Spalte d M.	g: f. d. cbm des Produktes aus den Massen der Spalten b u. c M	h: f. d. cbm der Masse in Spalte i M.	i: Produkt aus Grundfläche d. eigentlichen Pfeilers und der Tiefe der Pfahlwandspitzen unter Niedrigwasser cbm
	A. Betongründung ohne Grundpfähle												
1	Elbe	Niederwartha	(Berlin-Dresdener Eisenbahn) Strompfeiler	1873/74	4,0	3,5	86	285	23818	84	79	80	297
2	„	Königgrätz	(Österreichische Nordwestbahn)		5,0	2,5			20700			101	205
3	„	Celakowitz	desgl.		5,4	2,4			27000			128	211
4	„	Aussig	desgl.		7,2	4,2			16000			41	389
5	Rhein	Köln	(Köln-Mindener Eisenbahn u. Strafse)	1856	11,0	5,0	420		159000		76	51	3113
6	„	Wesel	(Venlo-Hamburger Eisenbahn)	1872/73	11,3–12,8	7,2–7,9	290		234000		107	88	2666
7	„	Duisburg	(Rhein. Eisenbahn)		11,5–13,5	6,6–7,5			161000			80	1734
8	Ruhr	Düssern	desgl. Strompfeiler II	1875	5,05	2,37	193		34850		76	62	560
	B. Betongründung mit Grundpfählen.												
9	Elbe	Harburg	(Venlo-Hamburger Eisenbahn)	1868	12,0	5,9	223	441	146000	79	111	76	1920
10	„	Hamburg	desgl.	1868	9,4	4,1			135000			95	1419
11	Weser	Dreye	desgl.	1871	9,0	4,3	115		72100		146	130	550

d) Tabelle XIV. **Gründungskosten der vier Strompfeiler der Fordoner Brücke.**[434])

Bezeichnung der Arbeiten	Ausmafs	Kosten im einzelnen M.	Kosten im ganzen M.
Baggerarbeiten	8490 cbm	0,81	6900
Pfahl- und Schirmwände	464 m	182,8	85800
Faschinenwände	240 m	40,0	9600
Fangdämme	162 m	3,0	4900
Beton	3860 cbm	22,7	87500
Steinschüttungen (einschliefslich Unterhaltung während der Bauzeit)	18000 cbm	10,3	184700
Gerüste und Geräte	—	—	13400
		Zusammen	392800

[434]) Vergl. Mehrtens, Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.

e) Die Preise für die hauptsächlichsten Arbeiten und Lieferungen bei der Kanalisierung der Oder[435]) stellten sich folgendermafsen:

Erdaushub der Durchstiche f. d. cbm . . . . 0,95 M.
„ in den Bauwerken unter der Rammebene zwischen Spundwänden f. d. cbm . . . . 3,00 „
1 qm Spundwand, 20 cm stark zu liefern und zu rammen, einschliefslich der Geräte und je nach dem Vorkommen von Hindernissen . . . . 22—35,00 „
1 cbm Beton einschliefslich aller Materialien . . . . 20,50 „
1 „ Stampfbeton . . . . 19,50 „
1 „ Ziegelmauerwerk . . . . 24,00 „

f) Beim Bau der Strafsenbrücke[436]) über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim stellte sich der Lieferungspreis frei Baustelle:

Für 100 kg grauen Portlandzement . . . . 3,24 M.
„ 100 „ rot oder gelblich gefärbten Portlandzement . . . . 6,00 M.
„ 100 „ grünlich gefärbten Portlandzement . . . . 9,00 M.

Die in Tabelle XIII enthaltene Zusammenstellung von Angaben über Strompfeilergründungen verschiedener gröfserer Brücken ist vorzugsweise den Mitteilungen von Funk[437]) entnommen, der die Gesamtkosten des unter Niedrigwasser liegenden Teiles der Pfeiler zur Vergleichung auf die Einheit eines Körpers zurückführt, dessen Inhalt durch Vervielfältigung der Grundfläche des eigentlichen Pfeilers mit der Tiefe der Pfahlwandspitzen unter Niedrigwasser sich ergibt. Bei dieser Art der Zurückführung, deren Ergebnisse in Spalte *h* der Zusammenstellung enthalten sind, wird die Masse des Mauerwerks, einschliefslich des Betons, welche einen Hauptanteil der Kosten bildet, nicht genügend, die Tiefe der Pfahlwandspitzen dagegen in zu hohem Grade berücksichtigt, und es ergeben sich daher für ähnliche Bauten, je nach der verhältnismäfsig grofsen oder geringeren Tiefe der Pfahlwände, ganz erhebliche Verschiedenheiten, so z. B. bei den Brücken unter 3. und 4.

Zutreffender erscheint es daher, wenn man zur Vergleichung die Kosten auf eine bestimmte Einheit beziehen will, dazu die Raumeinheit des Pfeilermauerwerks, einschliefslich der Betonschicht zu wählen (vergl. Spalte *f*), oder auch die Einheit eines Körpers, welcher die Fläche der Betonsohle zur Grundfläche und die Tiefe unter Niedrigwasser zur Höhe hat (vergl. Spalte *g*). Da viele Arbeiten ihrem Umfange nach durch die Gröfse und Tiefenlage der Betonsohle bedingt werden, so erscheint letztere Berechnungsweise, neben ihrer Einfachheit, ganz zutreffend. Noch richtiger würde es sein, die Kosten für Mauerwerk und Beton von den übrigen Kosten zu trennen und nur letztere auf die Einheit des Inhalts aus Betonsohle und Fundamenttiefe zu beziehen. Es ist hier unterblieben, weil die vorliegenden Angaben nur vereinzelt eine solche Trennung möglich machten, aufserdem aber in den meisten Fällen kein bedeutender Unterschied zwischen dem Inhalt an Mauerwerk nebst Beton und dem Vielfachen aus Sohlfläche und Fundamenttiefe besteht.[438])

---

[435]) E. Mohr, Die Kanalisierung der Oder von Kosel bis zur Neissemündung. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 493.

[436]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 361.

[437]) Funk, Über die Fundierung grofser Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 103 ff.

[438]) Vergl. Brennecke, Untersuchungen über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau gröfserer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600.

§ 30. Gründung auf Schwellrost.

1. Allgemeines. In der Übersicht des § 26 sind die Fälle allgemein besprochen, in denen eine Gründung auf Schwellrost (liegenden Rost) in Frage kommen kann. Die im allgemeinen auf leichtere Bauwerke sich beschränkende Anwendung des liegenden Rostes setzt einen nachgiebigen Baugrund und eine Höhenlage der Fundamentsohle unterhalb des niedrigsten Wasserstandes voraus.

Der Schwellrost gewährt den Vorteil einer leicht ausführbaren Verbreiterung der tragenden Fläche, einer zweckmäfsigen Unterlage für das Mauerwerk, welches durch ihn während der Herstellung der unteren Schichten gegen das Versinken einzelner Teile gesichert und also in lotrechtem Sinne zusammengehalten wird; endlich den einer Verankerung des Fundamentes in wagerechter Richtung. Im übrigen mufs bei seiner Anwendung auf ein Nachgeben, auf ein Sinken des gesamten Grundbaues gerechnet werden, welches auch keineswegs stets gleichmäfsig erfolgt. Um dessen Wirkungen möglichst unschädlich zu machen, ist es geraten, vor Aufführung des aufgehenden Mauerwerks eine Probebelastung des Grundbaues vorzunehmen (vergl. § 2, S. 16).

Wo Unterwaschungen und Ausweichungen des Bodens zu befürchten sind, ist ein Schutz durch Spundwände, Steinschüttungen, Faschinen u. s. w. erforderlich.

2. Anordnung und Ausführungsweise des hölzernen Schwellrostes. Nach Umschliefsung und Trockenlegung der Baugrube und nachdem die oberen Bodenschichten so weit entfernt sind, wie es unter den gegebenen Verhältnissen möglich und zweckmäfsig erscheint, werden auf den Baugrund Querschwellen und auf diese Langschwellen gelegt, welche den Bohlenbelag zur Aufnahme des Mauerwerks tragen sollen.

Vor dem Aufbringen der Bohlen werden die Zwischenräume zwischen den Schwellen, die „Rostfelder“, bis zur Höhe der Langhölzer mit Steinen, auch mit Ton, Sand, Bauschutt u. dergl. ausgefüllt und ausgestampft, um die ganze Grundfläche zum Tragen zu bringen. In flüssigem Boden, wie Triebsand u. s. w., wo die Einbettung der Querschwellen und das Ausstampfen der Rostfelder nicht ausführbar ist, drückt der Rost unter der aufgebrachten Last sich ohne weiteres genügend gleichmäfsig ein.

Die Langschwellen macht man etwa 20 bis 30 cm stark und legt sie je nach der Last des Bauwerks 1 bis 1,5 m voneinander. Den Querschwellen gibt man geringere Abmessungen und einen gröfseren Abstand von Mitte zu Mitte. Sie stehen auf jeder Seite etwa 30 bis 50 cm vor den Langschwellen vor und erhalten 5 bis 8 cm tiefe Einschnitte, in welche die ungeschwächten Langschwellen zu liegen kommen. Die Stöfse der letzteren werden verwechselt über den Querschwellen mit Hakenblatt angeordnet und wohl noch durch eiserne Klammern gesichert. Die Stärke der Bohlen wechselt je nach der Entfernung der Langschwellen gewöhnlich zwischen 5 und 8 cm, ihre Befestigung geschieht durch Nagelung (s. Abb. 27 u. 28, Taf. II).

Bei kleinen Brücken läfst man die Querschwellen häufig unter beiden Widerlagsmauern in einer Länge durchreichen und gewinnt dadurch eine sehr sichere Verankerung, sowie auch ein gutes Bett für den Wasserlauf. Sehr gebräuchlich ist in solchen Fällen auch die Anordnung von Erdbögen zwischen den Widerlagern (vergl. Abb. 162, S. 199).

Wo eine Spundwand nötig wird, um die Einwirkung des bewegten Wassers von dem Schwellrost fern zu halten, macht man sie in der Regel etwa 8 bis 12 cm stark und schlägt sie vor dem Legen des Rostes ein. Wie beim Pfahlrost kann sie auch hier schon während der Bauarbeiten von Nutzen sein, zu welchem Zweck man sie wohl anfangs über Wasser reichen läfst und später abschneidet.

Dem Schwellrost gewährt die Spundwand den besten Schutz, wenn sie möglichst hoch über ihn hervorragt, also bis wenig unter Niedrigwasser reicht. Da sie nicht so leicht einsinkt wie der Rost, so mufs sie von den Bewegungen des letzteren unabhängig bleiben und deshalb stets getrennt von diesem gehalten werden. Gegen seitliches Ausweichen schützt man sie durch Anker, welche mit dem Mauerwerk verbunden werden, aber genügenden Spielraum erhalten, um beim Setzen des Mauerwerks nachgeben zu können. Einen weiteren Schutz erhält die Spundwand durch Steinschüttungen, die besonders dann anzuordnen sind, wenn sie weit über den Boden hervorragt.

Hinsichtlich der Grundrifsanordnung kann auf das beim Pfahlrost darüber Erwähnte verwiesen werden. Die dort angeführten Beispiele passen auch hier, wenn man sich die Schwellen in umgekehrter Anordnung, d. h. die beim Pfahlrost unten liegenden Langschwellen hier über den Querschwellen verlegt denkt. Beim Anschlufs zweier Mauerteile unter einem schiefen Winkel läfst man zweckmäfsig die Bohlen allmählich, durch Verwendung von schräg geschnittenen Stücken, in die veränderte Richtung übergehen. Auch die Anordnung der aneinander schliefsenden Teile des Rostes in verschiedenen Höhen, so dafs die Langschwellen des einen in ihrer Fortsetzung die Querschwellen des anderen bilden, kann beim Schwellrost gewählt werden.

3. **Abweichungen von der üblichen Anordnung.** Aufser den angeführten Ausführungsweisen sind noch folgende gleichfalls zur Ausführung gekommene Anordnungen zu erwähnen:

a) Die Bohlen werden nicht auf, sondern zwischen die Langschwellen und diesen gleichlaufend gelegt (s. Abb. 29, Taf. II). Der Querverband ist dabei nicht so innig wie bei Anordnung der Bohlen quer zur Längenrichtung, auch ist die Ausführung weniger einfach. Die äufsere Langschwelle nimmt man hierbei wohl besonders stark, zapft die Querschwellen in diese ein und bildet dadurch eine rahmenartige Umschliefsung (s. Abb. 34 u. 35).

b) Die Langschwellen werden zu unterst, die Querschwellen darüber angeordnet und die Bohlen entweder auf die Querschwellen den Langschwellen gleichlaufend (s. Abb. 30) oder zwischen die Querschwellen und diesen gleichlaufend (s. Abb. 31) gelegt. Die Verbindung ist auch hier schwieriger und die Tragfähigkeit der Langschwellen geringer.

c) Die Lang- und Querschwellen werden miteinander überblattet, so dafs sie bündig liegen und gemeinschaftlich von den Bohlen überdeckt werden (s. Abb. 32). Die Tragfähigkeit der Langschwellen wird hierbei durch die Blattverbindung erheblich vermindert.

d) Der Bohlenbelag wird ganz fortgelassen, um eine Verbindung zwischen dem Mauerwerk und der Ausfüllung der Rostfelder zu erhalten, worauf indessen nur in seltenen Fällen Gewicht zu legen ist.

e) Es werden nur Langschwellen oder nur Querschwellen und quer darüber die Bohlen gelegt (s. Abb. 33). In beiden Fällen wird die sichere Lagerung der Schwellen schwierig und der Widerstand des Rostes gegen Durchbiegung wesentlich vermindert.

f) Zwei Lagen Bohlen werden kreuzweise übereinander gebracht und durch Nägel verbunden. Die Richtung der einzelnen Bohlen entspricht entweder der Längen- und Querrichtung des auf sie zu setzenden Mauerwerks oder man legt, was bei grofser Flächenausdehnung des Schwellrostes vorzuziehen ist, die Bohlen schräg zu den Fugenrichtungen des Mauerwerks. Letztere

Anordnung hat u. a. Telford bei der Severnbrücke zu Tewkesbury angewandt, wo die Bohlenlagen je 15 cm stark und mit einer Spundwand umschlossen sind.

Als vorläufige, vorübergehenden Zwecken dienende Anlage ist ausnahmsweise der Schwellrost auch auf hoher, neu angelegter Dammschüttung zur Verwendung gekommen.

Es handelte sich um die Gründung eines Stationsgebäudes für die Haltestelle Gliesmarode (Neubaustrecke Braunschweig-Meine) aus Holzfachwerk, welches auf der 6 bis 7 m hohen Schüttung errichtet werden sollte und für dessen ohnehin nur vorläufige Anlage man die Kosten einer tiefen und gründlichen Fundierung scheute. Daher wurde in eine Kiesbettung ein Schwellrost verlegt, der aus einem unter sämtlichen Wänden verlaufenden gut zusammengezimmerten Schling von eichenen 16 : 30 cm starken Schwellen bestand. In den geschlossenen Räumen ist auf den Schling eine Balkenlage aus 16 : 25 cm starken tannenen Balken aufgelagert worden, welche den Fufsboden trägt. Auf die Balken, deren Köpfe aufsen sichtbar sind, wurden die Schwellhölzer der Fachwerkwände aufgekämmt und durch zahlreiche, durch den unteren eichenen Schling durchgehende Bolzen wurden die Hölzer zu einer zusammenhängenden Unterlage vereinigt, an welcher die Eckpfosten und die Mittelpfosten der Fachwerkwände durch eiserne Bänder Befestigung fanden. Zur Sicherung gegen starke Windstöfse diente eine Verankerung durch Pfähle, die zu je 3 an den beiden Langseiten bis zum festen Untergrund eingerammt wurden und an denen die Verankerung so erfolgte, dafs sich das Gebäude frei setzen konnte.[439])

4. Holz-Schwellrost mit Betonbelag. Der in neuerer Zeit bei verschiedenen Gründungsarten so häufig benutzte Beton hat auch bei der Ausführung liegender Roste, als tragende und ausgleichende Schicht, über den Schwellhölzern und Bohlen Verwendung gefunden. Da hierbei die Betonschicht Biegungsbeanspruchungen ausgesetzt wird, ist man ferner, um an der Höhe der Schicht zu sparen, dazu gelangt, Eisenträger in den Beton einzubetten, woraus schliefslich der Eisen-Schwellrost ohne und mit Betonbett (vergl. § 29 unter 3., S. 190, sowie nachstehend unter 5., S. 199) entstanden ist. Bezügliche Beispiele ersterer Art bieten die nachstehend beschriebenen Gründungen des Verwaltungsgebäudes vom österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, der Unterführung der Gieselau und des Auditorium-Gebäudes in Chicago.

a) Das nach von Ferstels Plänen erbaute Verwaltungsgebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest ist ein drei Stock hoher Bau mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m Seitenlänge. Der Baugrund war insofern sehr ungünstig, als der dem Meere zugekehrte Teil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Teil noch vor 100 Jahren dem Meere angehörte und bis auf 29 m Tiefe aus aufgeweichtem Schlammboden besteht. Die benachbarten Gebäude zeigen denn auch mannigfache Senkungen und Verdrückungen der wagerechten Bauglieder. Um solche Mifsstände zu vermeiden, gab man dem Grundbau unter der Fufsbodengleiche eine Tiefe von 3,25 m und setzte ihn aus 4 Schichten zusammen. Die unterste, etwa 1 m hohe Schicht besteht aus einem starken liegenden Rost von Lärchenholz, der mit Beton überdeckt ist (s. Abb. 36, Taf. II); darauf kommen, stets in abnehmender Breite zwei Schichten aus Massegno-Blöcken, einem vortrefflichen, besonders für Gründungen geeigneten Stein, der in der Nähe von Triest in Platten von 50 cm Dicke und bis zu 2 m Länge gebrochen wird. Auf die obere, etwa 40 cm starke Lage ist das Bruchsteinmauerwerk aufgesetzt. Die Scheidemauern wurden auf Gurtbögen aufgemauert, welche die Hauptgrundmauern miteinander verbinden. Um ein möglichst gleichmäfsiges Setzen zu erzielen, wurde ferner die Fundierungsfläche der, in den einzelnen Teilen der Baufläche verschiedenen, Bodendichtigkeit entsprechend bemessen. Die Senkung erfolgte auch ziemlich gleichmäfsig und betrug etwa 15 cm. Der gröfste Unterschied hat anfänglich 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen.[440])

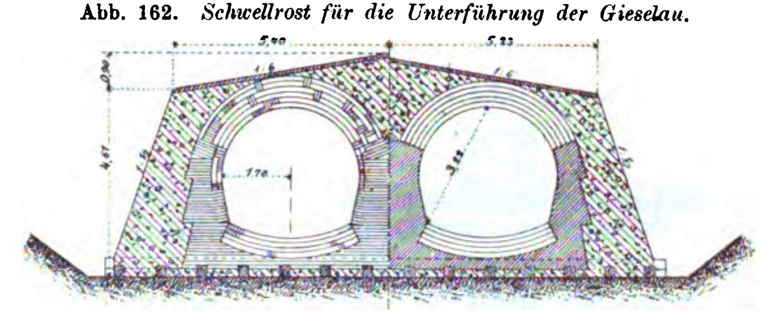
b) Der für die Unterführung der Gieselau unter dem Eisenbahndamm bei Grünenthal erbaute, aus zwei, durch einen kräftigen Mittelpfeiler getrennten, annähernd kreisförmigen Durchflufsöffnungen von rund 3,4 m Durchmesser bestehende Durchlafs (s. nachstehende Textabb. 162) wurde auf einen aus starken Hölzern hergestellten Schwellrost gegründet, der bis zu seiner Unterkante einbetoniert, bezw. eingemauert wurde und dazu bestimmt ist, die Bewegungen eines Durchlafsteiles auch nach Eintritt eines

[439]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 26.

[440]) Vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5; Allg. Bauz. 1883, S. 38 und Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

in ganzer Höhe und Breite des Bauwerks durchgehenden Querrisses auf die Nachbarteile zu übertragen und die Zugkräfte aufzunehmen, die in den unteren Teilen des Bauwerks auftreten mufsten, wenn, wie zu vermuten war, der Damm in der Mitte, wo seine Höhe am gröfsten ist, den Untergrund am meisten zusammenprefst.[441])

Abb. 162. *Schwellrost für die Unterführung der Gieselau.*



c) Bei der Gründung des Auditorium-Gebäudes in Chicago ist auf eine Lage von sich kreuzenden, dicht aneinander geschlossenen, 31 : 31 **cm** starken Hölzern (s. Abb. 37, Taf. II) eine Betonschüttung von 1,37 **m** Stärke aufgebracht worden, in welche ein vollständiges Eisengerippe von 39 **cm** hohen **I**-Trägern und Eisenbahnschienen eingebettet wurde. Die unter den Längswänden durchlaufenden **I**-Träger sind an den Stöfsen verlascht. Der Beton ist im Verhältnis 1 : 3 : 5 aus 1 Teil Zement, 2 Teilen grobem und 1 Teil feinem Sand, und 2 Teilen grobem und 3 Teilen feinem Steinschlag gemischt.[442])

5. Der **Eisen-Schwellrost** hat sich, wie bereits im § 29 (S. 191) ausgeführt wurde, aus der Verstärkung der Betonbetten durch Eisen ausgebildet. Wie die nachstehend besprochene Gründung eines Wohnhauses in Leer zeigt, kann er aber auch aus einer im Mauerwerk der Grundmauern angeordneten Anbringung verschiedener Lagen von Eisenschienen bestehen, erhält jedoch seine Eigenart erst durch die Aufeinanderstapelung verschieden gerichteter Lagen von in Beton eingebetteten Schienen, wie dies das Beispiel unter b) (s. Abb. 163 bis 165, S. 200), sowie die in Amerika übliche, in den Abb. 166 bis 169 (S. 200) dargestellte Ausführungsweise verdeutlicht. Diesen sowie allen Eisenfundamenten droht jedoch in grofsen Städten mit stetig sich erweiternden elektrischen Strafsenbahnlinien, oder sonstigen elektrischen Anlagen, bei denen der Erdboden als Rückleiter dient, die Gefahr der allmählichen Zerstörung des Eisens durch Elektrolyse.

a) Für ein unterkellertes Wohnhaus in Leer ist vom Kreisbauinspektor E. Otto eine Gründungsweise zur Ausführung gebracht worden, die er „Mauerrost" nennt und die darin besteht, dafs die in verlängertem Zementmörtel aus Backsteinen aufgemauerten, 0,75 **m** hohen und entsprechend nach unten verbreiterten Grundmauern durch Bandeiseneinlagen (s. Abb. 38 u. 39, Taf. II) versteift und verankert wurden, wozu noch der Sicherheit halber von Aufsenmauer zu Aufsenmauer durchgreifende Längs- und Queranker traten. Der Vorteil dieses Mauerrostes gegenüber dem sonst üblichen Schwellrost besteht nach der unten angegebenen Quelle darin, dafs er von dem Grundwasserstand völlig unabhängig ist. Die angewendeten 3 je 25 **mm** starken, flach verlegten Bandeisen bilden zwei Lagen, in deren jeder sie etwa 10 **cm** Abstand von Mitte zu Mitte haben, während sie in den Längs- und Quermauern mit Versatz um eine Schichthöhe übereinandergreifen. Eine gröfsere Steifigkeit hätte durch Anwendung von ⊥-Eisen statt der Bandeisen erzielt werden können. Die durch Abtreppung erreichte Sohlenbreite der Grundmauern ist so bemessen, dafs der Baugrund bei voller Belastung nirgends mehr als 1 **kg** f. d. **qcm** Druck auszuhalten hat, während eine Probebelastung der von Humus befreiten oberen Klaischicht eine Tragfähigkeit von 1,5 **kg** f. d. **qcm** ergeben hatte.[443])

b) Beim Umbau eines alten Hauses für Zwecke der Weserstrom-Baudirektion in Hannover wurde ein eiserner Schwellrost in Stampfbeton (s. Abb. 163 bis 165, S. 200) auf gerammtem Untergrunde angewendet, der den Vorteil der Unabhängigkeit vom Wasserstande bot. Über den gerammten Boden wurde zunächst eine fette Betonmasse gestampft, nachdem die Rostbreite einer dauernden Belastung von 0,5 bis 1 **kg** f. d. **qcm** angepafst war. Auf die erste Betonschicht kamen quer zur Mauer Roststäbe aus alten Eisenschienen (s. Abb. 163), zwischen die wieder Beton gestampft wurde, worauf die oberen Träger in gleicher Richtung mit dem Mauerwerk in Beton verlegt und mit der Aufführung der Mauern begonnen

[441]) Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 727.
[442]) Vergl. Engng. 1891, S. 394 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 56.
[443]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.

Abb. 163 bis 165. *Eiserner Schwellrost.*

Abb 163. Querschnitt *A B.* Abb. 164. Schnitt *C D.*

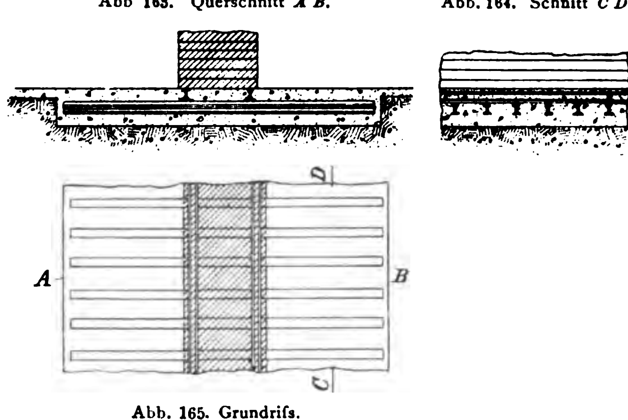


Abb. 165. Grundrifs.

Abb. 166 u. 167. *Chicagoer Bauart des eisernen Schwellrostes.*

Abb. 166.

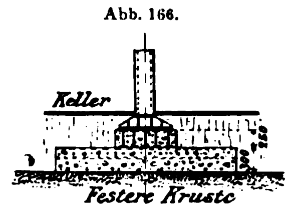
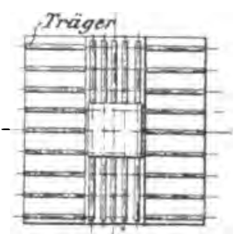


Abb. 167. Grundrifs.



werden konnte. In gleicher Weise wurde der Umbau des Archivgebäudes zu Trier und ein im Überschwemmungsgebiet mit möglichst wasserfreien Kellern zu errichtendes Gebäude gegründet.[444])

Über die Verwendung des Eisen-Schwellrostes in Beton bei der Gründung hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, namentlich zur Unterstützung der Säulenreihen in den Zwischenwänden wird von O. Leitholf[445]) Folgendes bemerkt:

Gegen die Verwendung von Granitblockgrundmauern spricht aufser ihrem grofsen Eigengewicht hauptsächlich das Hineinragen des Mauerkopfes in den Kellerraum und die dadurch entstehende teilweise Entwertung des letzteren.

Die für Chicagoer Verhältnisse sich ergebenden ungünstigen Bedingungen bei der Verwendung der erwähnten älteren Art des Grundbaues führten zur Ausbildung der sogenannten „Chicagoer Bauart", die Leichtigkeit mit geringem Raumbedürfnis verbindet.

Auf einer rd. 30 cm starken Betonschicht (s. Abb. 166) befinden sich zwei in Beton verlegte, gekreuzte Lagen rd. 25 cm hoher Stahlträger, oder auch nur Eisenbahnschienen. Die obere Lage nimmt den mit ihr verschraubten Säulenfufs auf. Die mit Schutzanstrich versehenen Träger zeigten sich nach 15 Jahren bei neuerdings stattgehabten Umbauten noch unversehrt. Besondere Sorgfalt wird auf die Gründung der Säulen an den Nachbargiebeln verwendet, um unabhängig von späteren Um- und Anbauten zu sein.[446]) Ähnliche Anordnungen zeigt die Gründung des Rand- und Mc. Nally-Gebäudes in Chicago (s. Abb. 168 u. 169).[447])

Abb. 168 u. 169. *Eiserner Schwellrost vom Rand- und Mc. Nally-Gebäude in Chicago.*

Abb. 168 Mauergründung.

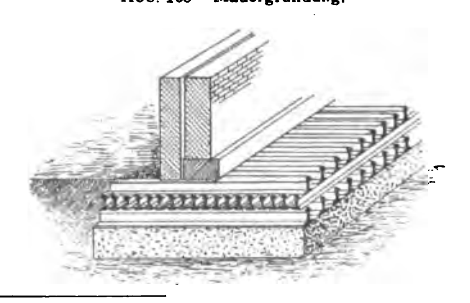
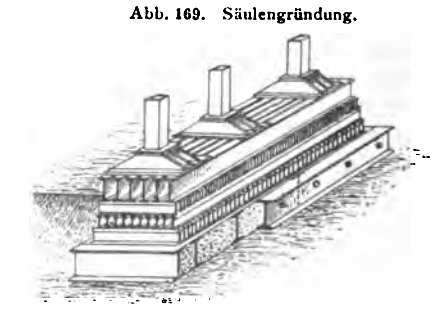


Abb. 169. Säulengründung.



[444]) Vgl. Tieffenbach, Eiserner Schwellrost auf gerammtem Untergrunde. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 41.

[445]) Vergl. O. Leitholf, Die Konstruktion hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 217 ff.

[446]) Vergl. daselbst S. 224.

[447]) Engng. Rec. 1898, Juli, Bd. 38, S. 99; über ähnl. Gründungen vergl. daselbst S. 233 u. 299 und das Literaturverzeichnis unter II. 16.

§ 31. Gründung mittels des Schwimm- oder Senkkastens. Unter Senkkasten (Caissons in der älteren Bedeutung des Wortes) haben wir hier mit Boden und Seitenwänden versehene, oben offene Kasten zu verstehen, welche schwimmend einen Teil des Fundamentmauerwerks aufnehmen und mit diesem auf den Baugrund versenkt werden.

Zu diesen Schiffsgefäſsen ist meist Holz, mitunter auch Mauerwerk auf hölzernen Böden benutzt worden. In seltenen Fällen kamen eiserne Kasten mit versteiften Boden- und Mantelblechen zur Anwendung. Gewöhnlich werden die Seitenwände so hoch gemacht, daſs sie nach dem Versenken noch über die Wasseroberfläche hervorragen, also die Ausführung des noch fehlenden Mauerwerks im trockenen Raume möglich machen. Im Flutgebiete pflegt man die Höhe der Wände nach dem Ebbespiegel einzurichten; anfangs hebt und senkt sich dann der Kasten mit dem Wasserspiegel, nach dem Versenken aber tritt jedesmal das Flutwasser hinein und muſs mit Eintritt der Ebbe ausgeschöpft oder durch ein Schütz abgelassen werden.

Die Gründung mittels Senkkasten kann da in Frage kommen, wo die Umschlieſsung der Baugrube mit Fangdämmen und die nachherige Trockenlegung sich durch die Örtlichkeit verbietet oder des Kostenaufwandes wegen vermieden werden soll. In früheren Jahren ist sie vielfach namentlich von französischen Ingenieuren angewandt worden, in neuerer Zeit nach Verbreitung der Beton- und Brunnenfundierung seltener. Ihr Gelingen hängt vorzugsweise von der richtigen Vorbereitung und Sicherung des Grundbettes, von der vorsichtigen Versenkung, von der zweckmäſsigen Herstellungsweise und der gleichmäſsigen Belastung des Schwimmkastens während der Bauausführung ab.

Der Boden des Senkkastens wird am besten in die Höhe des Fluſsbettes gelegt; eine höhere Lage ist zwar nicht ausgeschlossen, gewährt aber im ganzen weniger Sicherheit gegen Abnutzung, Erschütterung und Unterspülung. Die Grundriſsform des Kastens wird der des Grundbaues möglichst genau angeschlossen, mit einem geringen Spielraum zwischen Mauerwerk und innerer Wand, um später die Seitenwände leicht entfernen zu können.

Für Brückenpfeiler und Bauwerke von ähnlichem Umfange wird in der Regel nur ein Senkkasten nötig, lange Kaimauern werden in mehreren, später unter sich zu verbindenden Kasten gegründet. Zu letzterem Zweck kann man zwischen die beiden äuſseren Schwellen ein keilförmig gearbeitetes Holzstück von oben eintreiben und ferner den Raum zwischen den Eckstielen, die dazu mit Falzen versehen werden, mittels lotrechter Bohlen schlieſsen, dann die beiden aneinander grenzenden Stirnwände fortnehmen und auf diese Weise die benachbarten Kasten zu einem zusammenhängenden verbinden (s. Abb. 30, Taf. III).

1. **Das Auflagerbett für den Senkkasten** muſs genügend abgeglichen, tragfähig und vollständig gegen Unterspülungen gesichert sein. Wo der Senkkasten unmittelbar auf den Grund gestellt werden soll, muſs dieser nach Entfernung der oberen Schichten bis zu einer durch die Beschaffenheit des Bodens und die Art der Schutzvorrichtungen gegen Unterspülung bedingten Tiefe in der gehörigen Ausdehnung geebnet werden.

Hierzu und behufs sicherer Führung des Kastens beim Versenken wird eine leichte Umschlieſsung des Raumes aufgestellt, die in wenig bewegtem Wasser aus einer einfachen Rüstung bestehen kann, bei stärkerer Strömung aber zweckmäſsig soweit bekleidet wird, daſs innerhalb der Umschlieſsung eine ruhige Wasserfläche entsteht. Mitunter hat man zu diesem Zweck Faschinen zwischen 2 Reihen um die Baustelle ein-

getriebener Pfähle versenkt. An einer dem Strome abgekehrten Seite bleibt der Raum frei, um den Kasten schwimmend einführen zu können. Die Baustelle wird dann nach Erfordernis ausgebaggert und geebnet, letzteres bei leicht beweglichem Boden mittels einer über die Sohle geführten, mit einem Laufkran verbundenen Schiene. Nachdem darauf der Kasten gesenkt, die weiteren Grundbauten vollendet und die vorläufigen Hilfsanlagen entfernt sind, kann die zur Sicherung des Grundbaues erforderliche Steinschüttung angebracht werden.

Ein sehr wirksamer Schutz gegen Unterspülung des Grundbaues wird mit einer Spundwand erreicht, die man, um sie gleichzeitig als vorläufige Umschliefsung der Baustelle zu benutzen, auf 3 Seiten bis über Wasser reichen läfst, an der vierten Seite aber so tief abschneidet, dafs der Senkkasten eingefahren werden kann. Später werden auch die übrigen 3 Seiten unter Wasser abgeschnitten.[448])

Die Einebnung des Grundbettes bietet bei vielen Bodenarten nicht unerhebliche Schwierigkeiten, denen man dadurch zu begegnen versucht hat, dafs man nach Ausbaggerung der nicht tragfähigen Bodenschichten ein Betonbett herstellte und auf dieses den Senkkasten lagerte. Auch ist in solchen Fällen eine Steinschüttung in dünner Lage verwendet worden (vergl. unter 5., S. 207).

Am sichersten aber werden die mit der Senkkastengründung verbundenen Gefahren dadurch beseitigt, dafs man den Senkkasten auf Pfähle stellt. Diese Abänderung der Pfahlrostgründung wird hauptsächlich dann in Betracht zu ziehen sein, wenn der feste Baugrund von losen Schichten überlagert ist und man der Kostenersparung wegen mit dem Steinfundament nicht bis auf den tragfähigen Boden hinabgehen will. Die Pfähle werden dabei in Abständen von 1 bis 1,2 m oder mehr eingerammt und in der gehörigen Tiefe unter Wasser sämtlich in genau gleicher Höhe abgeschnitten. Darauf wird der Raum zwischen ihnen mit Steinen (seltener mit Kies) sorgfältig und möglichst bis zur Höhe der Pfahlköpfe ausgefüllt, jedenfalls nicht höher, weil sonst die Steine das Aufsetzen des Kastenbodens auf die Pfähle verhindern würden. Nach vollendeter Abgleichung des Bettes, wobei auch Taucherarbeit in Frage kommen kann, wird der Senkkasten hinabgelassen. Eine Umschliefsung des Grundbaues durch Steinschüttung, Senkfaschinen oder Spundwände wird auch hier nötig.

Unter der Last des Bauwerks drücken die Pfahlköpfe sich in das Holz des Kastenbodens um ein Mafs ein, welches hauptsächlich durch die Härte des angewendeten Holzes und durch die Arbeitsausführung bedingt wird.[449])

Vor dem Einrammen der Pfähle werden in der Regel die oberen losesten Schichten des Flufsbettes durch Baggerung entfernt, um den Füllstoffen zwischen den Pfählen ein festeres Lager zu geben und die Bodenmassen von den Pfahlköpfen fern zu halten. Eine Verbindung des Kastenbodens mit den Pfählen wird nicht nötig, weil eine Verschiebung der grofsen Last nicht zu befürchten steht.

Ein gutes Beispiel für diese Gründungsart ist die in den Jahren 1824/27 von dem englischen Ingenieur Rendel erbaute Larybrücke bei Plymouth mit 5 durch gufseiserne Bögen überdeckten Öffnungen. Die Brücke liegt in der Nähe der Flufsmündung, wo die Flut bei einem Wechsel von durchschnittlich 4,8 m eine Stromgeschwindigkeit von reichlich 1 m erzeugt. Das Flufsbett besteht aus Sand

[448]) Die Kastenfundamente der alten, jetzt beseitigten Westminsterbrücke in London sind durch die spätere Vertiefung des Flufsbettes in einer gefahrdrohenden Weise unterwaschen worden. Man hat sie nachträglich durch Einrammen von Spundwänden und sorgfältiges Unterstopfen der blofsgelegten Stellen gesichert.

[449]) Die auf Senkkasten gegründeten Pfeiler der Breslau-Schweidnitzer Eisenbahnbrücken bei Stettin haben sich 2,5 bis 4 cm gesetzt, um welches Mafs nach Ansicht des Erbauers (A. Wiebe) die Pfahlköpfe in das Langholz des Bodens der Schwimmkasten eingedrungen sind. Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 365.

in 18 m Mächtigkeit, welcher in der Nähe der Brückenstelle zwar grobkörnig, aber in den oberen Schichten doch nicht leicht beweglich ist. Die Wassertiefe bei Ebbe ist 1,5 bis 1,8 m.

Die Grundbauten wurden mit dem Einrammen von 10 cm starken Spundwänden auf eine Tiefe von $4^1/_2$ m begonnen. Im Innern der so umschlossenen Baugrube hat man darauf den Sand auf 1,5 bis 1,8 m Tiefe ausgehoben und sodann das Einrammen der Grundpfähle von festen bis über Hochwasser reichenden Rüstungen aus vorgenommen. Die Pfähle, nicht unter 10,7 m lang, sind reihenweise in Abständen der Mitten von 1,2 bis 1,4 m angeordnet und zuerst in gewöhnlicher Weise eingetrieben worden, bis die Köpfe die Gleiche des Rüstungsbodens erreicht hatten, dann erfolgte das Einrammen bis zur erforderlichen Tiefe unter Anwendung von aufgesetzten Jungfern.

Die nächste Arbeit, das Abschneiden der Pfähle unter Wasser, ist durch Taucher unter Benutzung einer zu diesem Zwecke aus 4 cm starken Ulmenholzbohlen gebildeten, an einem Laufkran befestigten Taucherglocke für 2 Mann bewerkstelligt worden. Dabei wurde die Höhe, in welcher die Pfähle abzuschneiden waren, zuerst an den vier Eckpfählen von Lande aus einnivelliert und von diesen aus auf die übrigen Pfähle mittels Wasserwaagen übertragen. In gleich sorgfältiger Weise ist die Pflasterung des Raumes zwischen den Pfählen durch Taucher bewirkt worden.

Nachdem so die Lager für jeden Pfeiler in der vollkommensten Weise vorbereitet und Leitpfähle an den Umfassungswänden befestigt waren, hat man die am Ufer zusammengesetzten und mit den untersten Schichten des Mauerwerks gefüllten Senkkasten bei genügend hohem Wasser herbeigeflöfst und nach richtiger Einstellung versenkt.

Jeder Senkkasten bestand im Boden aus Buchenholz und zwar aus einer unteren Lage 10 cm starker Bohlen quer zur Längenrichtung der Pfeiler, über welchen Längsbalken von 30 . 20 cm Stärke den Pfahlreihen des Grundbettes entsprechend lagen. Die Räume zwischen letzteren hatte man mit Mauerwerk in Puzzolanmörtel gefüllt und zugleich mit den Balken durch einen Belag von $7^1/_2$ cm starken Bohlen mit kalfaterten Fugen wasserdicht überdeckt. Beide Bohlenlagen waren mit den Balken durch hölzerne Nägel verbunden.

Den ganzen Boden umfafsten 30 . 30 cm starke Rahmhölzer, welche die unteren Rahmhölzer der Seitenwände trugen und mit diesen durch Federn, die in die Nuten beider Hölzer griffen, verbunden waren. Die weitere Verbindung der lotrechten Wände mit dem Boden war durch leicht wieder zu entfernende Eisen bewirkt.

Die Senkkasten hatte man mit Schützen zum Ablassen des Flutwassers versehen und 4,6 m hoch gemacht, so dafs die Maurer durchschnittlich 5 Stunden zwischen den Fluten arbeiten konnten. — Während des Baues entstand eine Vertiefung des Flufsbettes zwischen den Pfeilern, deren schädlicher Wirkung auf das Bauwerk man noch durch eine weitere Vorsichtsmafsregel aufser durch die Spundwand, vorzubeugen für nötig hielt. Es wurde daher das Flufsbett neben den Pfeilern bis zur ursprünglichen Höhe mit 0,5 bis 0,6 m starken Lagen Ton aufgehöht und in diese hinein wurden Bruchsteine verschiedener Gröfse bis zu 100 kg Gewicht gebettet. Auf solche Weise hoffte man das sandige Flufsbett gegen den Strom zu schützen und gleichzeitig ein zähes Bindemittel für die Steinschüttung zu erhalten. Der Zweck soll vollkommen erreicht worden sein.[450])

Über die Verwendung eines alten Pfahlrostes zur Aufnahme von mit Beton gefüllten Senkkasten bei dem Umbau der Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Eider bei Rendsburg s. den Aufsatz von Tellkampf in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375 (vergl. § 40 unter 3.).

2. Die Senkkasten mit hölzernen Seitenwänden werden in der Regel so ausgeführt, dafs nach Vollendung des Mauerwerks über Wasser die Seitenwände entfernt werden können. Seltener hat man die Wände bis zur Höhe des Niedrigwassers fest mit dem Boden verbunden und nur den oberen zur Abhaltung des Mittel- und Hochwassers dienenden Teil zum Abnehmen eingerichtet.

Die Anordnung der Senkkasten mufs so sein, dafs, bei vollständiger Wasserdichtigkeit, infolge des Wasserdrucks und der Last des Mauerwerks weder in dem Boden noch in den Seitenwänden schädliche Biegungsbeanspruchungen entstehen können.

a) Der Boden des Kastens wird in seinem untersten Teil am besten aus einer Lage dicht aneinander schliefsender Bohlen oder Balken hergestellt (s. Abb. 20 u. 28, Taf. III), welche, um die Wasserdichtigkeit zu erreichen, gespundet oder in den Fugen

[450]) Vergl. Transactions of the institutions of civil engineers, 1. Vol.

mit Werg gedichtet und mit heifsem Pech übergossen werden. Die mitunter und namentlich in Verbindung mit Tragpfählen angewandte Anordnung einzelner Balken unter dem Boden, welche sich auf die Pfahlköpfe legen sollen, ist wegen der Unsicherheit des Gelingens und der unvermeidlichen Bildung hohler Räume weniger zu empfehlen. Über die untersten Bohlenlagen wird bei einfachster Ausführung und wenn der Kasten mit seiner ganzen Unterfläche zum Aufliegen kommt, ein genügend starker Holzverband gelegt und mit Rahmhölzern, welche den Boden umschliefsen und auch gleichzeitig die Seitenwände tragen, verbunden (s. Abb. 20, Taf. III). Kommt der Kasten auf Pfähle zu stehen und werden die Bohlen nach Abb. 28 angeordnet, so müssen die unteren Hölzer genügend starke Abmessungen erhalten, um die auf ihnen ruhende Last auf die benachbarten Pfähle sicher übertragen zu können (vergl. Abb. 31 u. 32, Senkkasten der Donaubrücke bei Donauwörth).

Statt dessen wendet man auch eine obere und untere Bohlenlage an, mit zwischenliegenden einzelnen Balken in der den Abständen der Pfähle entsprechenden Entfernung, und füllt deren Zwischenräume mit Steinen oder Beton aus (s. Abb. 16 bis 19, Taf. III, Neckarbrücke bei Ladenburg[451]); vergl. auch das Beispiel unter 1., S. 202). Oder man stellt den Boden des Kastens aus mehreren sich kreuzenden Bohlenlagen her. So hat man bei den neueren Brückenbauten der Breslau-Schweidnitzer Bahn, unweit Stettin, deren drei in einer Gesamtstärke von 40 cm dicht schliefsend zusammengearbeitet und durch übergelegte Zangen von 23 cm Stärke zusammengehalten (s. Abb. 1 bis 3, Taf. IV). Ähnliche Anordnungen zeigen neuere amerikanische Bauwerke.[452])

b) Zur Bildung der lotrechten Wände stellt man nach einem häufig angewandten Verfahren auf die Rahmbalken Stiele, zunächst an den Ecken und aufserdem in geeigneten Abständen dazwischen (s. Abb. 16 bis 19, 22, 27 bis 29, 31 u. 32, Taf. III). Sie werden an den Seiten mit Nuten zur Aufnahme von Tafeln aus wagerechten Bohlen mit aufgenagelten Quer- und Strebeleisten versehen und meist durch Holme und Zangen in ihrer Stellung erhalten. Die Verbindung der Wände mit dem Boden wird durch lotrechte eiserne Stangen bewirkt, welche durch die Enden der Querzangen geführt, mit dem Boden durch hier angebrachte Haken befestigt und oben durch Schraubenmuttern angezogen werden (s. Abb. 19, 22 bis 24); oder die Stangen bilden nach Abb. 31 u. 32 lange Schraubbolzen, die nach oben entfernt werden können. Behufs Beseitigung der Wände nach Vollendung des Mauerwerks werden die Schrauben gelöst und die Eisenstangen abgehakt, bezw. gehoben. Die Wände kommen dann zum Schwimmen. Man hat auch die Ständer mit einem Schwalbenschwanz in das Rahmholz gesetzt und durch einen bis über Wasser reichenden Keil fest geschlagen (s. Abb. 25, Taf. III).

An Stelle der einzelnen Tafeln wendet man mitunter wagerechte Balken an, die zwischen doppelten, mit Schwalbenschwänzen in das Rahmholz des Bodens eingesetzten Ständern ihren Halt finden (s. Abb. 23). Ferner werden die Wände, statt aus wagerechten, aus lotrecht stehenden Bohlen zwischen Rahmhölzern zusammengesetzt, deren unteres mit dem Rahmholz des Bodens durch Nut und Feder verbunden und durch lösbare Eisenstangen befestigt wird (s. Abb. 31 u. 32, Taf. III). Oder man stellt sie aus

---

[451]) Es ist hier die Gründung des ersten rechtsseitigen Pfeilers dargestellt. Für die übrigen Strompfeiler wurden die in gleicher Weise ausgeführten Senkkasten, statt auf Grundpfähle, auf ein Betonbett von 1,8 m Stärke gesetzt, das von Spundwänden umgeben war (vergl. Allg. Bauz. 1847, S. 218 und 1850, S. 260).

[452]) Unter anderen die Eisenbahnbrücke über den St. Maurice-Flufs in Kanada. Vergl. Engng. 1878, II. S. 182. — Vergl. auch Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 530. (Kaimaueranlage zu Rouen.)

einzelnen lotrechten Bohlen zusammen, deren jede zweite, mit einem Schwalbenschwanz versehen, in dem Rahmholz durch die nächste Bohle festgekeilt wird (s. Abb. 26). Da hierbei die Hölzer an den Verbindungen durch Aufquellen sich so fest ineinander schliefsen, dafs sie später schwer wieder zu lösen sind, so verdienen die zuerst erwähnten Ausführungsweisen den Vorzug.

Bei grofsen Kasten wird häufig eine innere Versteifung der Wände erforderlich, die, dem Fortschritt der Mauerung entsprechend, später wieder entfernt wird.

c) Zusammensetzen und Einbringen der Kasten. Die Senkkasten werden gewöhnlich auf dem Lande zusammengezimmert und dann flott gemacht, gröfsere, wie Schiffe auf Hellingen, kleinere wohl unter Benutzung einer Wippe, die, während der Bearbeitung des Kastens wagerecht stehend, nachher durch Beseitigung der Stützen auf der einen Seite allmählich soweit geneigt wird, dafs der Kasten ins Wasser gleitet. Ein anderes Verfahren besteht darin, am Ufer eine genügend tiefgelegene oder zu vertiefende Baustelle gegen das Wasser derart abzuschliefsen, dafs sie wasserfrei gemacht werden kann. Nach Fertigstellung des Kastens durchsticht man die Dämme und kann nach Eintritt des Wassers in die Grube den Kasten schwimmend fortführen. Wo Ebbe und Flut stattfindet, ist dies Verfahren sehr bequem, da das Wasserschöpfen dabei ganz vermieden werden kann. Gröfsere Kasten werden häufig auf einem Flofs erbaut, das man durch leere Tonnen schwimmend erhält und durch nachheriges Anfüllen der letzteren mit Wasser tiefer senkt, als den Boden des Kastens, so dafs dieser über dem Flofs schwimmend fortgeführt werden kann.

3. Hölzerne Senkkasten besonderer Art. Als eine unter besonders schwierigen Verhältnissen ausgeführte, von dem üblichen Verfahren in manchen Punkten abweichende, und dem Steinkistenbau ähnliche, Senkkastengründung mit Pfahlrost, ist die der Eisenbahnbrücke über den Thames-Flufs bei New-London (Connecticut, Nordamerika) anzuführen (s. Abb. 170 u. 171, S. 206).

Die Brücke überschreitet den Flufs nahe seiner Mündung mittels sechs Öffnungen, deren Weite mit Einschlufs des Pfeilers, von beiden Ufern aus gerechnet, je 45,7, 94,5 und 77 m beträgt. Die beiden Mittelöffnungen werden von einer Drehbrücke überspannt. Der Flutwechsel beträgt 1 bis 1,8 m. Die Schwierigkeit der Gründung lag in der grofsen Tiefe von 30 bis 40 m unter Niedrigwasser, in welcher der gute Baugrund (grober mit Steinen gemischter Alluvialkies) bei mehreren Pfeilern erst zu erreichen war. Bis zu diesen Tiefen mufsten die Pfähle, nachdem man sich für Pfahlgründung entschlossen hatte, eingetrieben und dann 13,7 bis 18,3 m unter Wasser abgeschnitten werden, um das in Schwimmkasten zu versenkende Mauerwerk aufzunehmen. Der den guten Baugrund überdeckende Boden bestand aus 18 bis 23 m mächtigen Lagen von Sand, Ton und Schlamm, in denen die Pfähle in lotrechter Stellung unwandelbar erhalten werden mufsten, was besondere Vorkehrungen nötig machte. Zunächst wurden die Baugruben 5,5 bis 7,7 m unter Flufssohle (17,6 bis 23,4 m unter Niedrigwasser) ausgebaggert. Sodann wurde für jeden Pfeiler ein hölzernes, mit Steinen beschwertes Rahmwerk (Geschlinge) versenkt, welches die Pfeilergrundfläche umschlofs (s. Abb. 170 u. 171, S. 206). Die umschlossene Fläche war für den Drehpfeiler 21,4 m im Geviert grofs, für die anderen Pfeiler 24,4 m lang, 15,2 m breit; der rahmenartige, unten geschlossene, oben offene Kasten war im Rahmen 2,44 m breit und am Boden durch entsprechend angeordnete Balkenlagen schneidenartig wie ein Brunnenkranz ausgebildet. Lotrechte Balkenwände teilten das Geschlinge in Zellen, deren der Drehpfeiler 16 von je 3,66 m im Geviert, die anderen Pfeiler je 8 von 4,57 m im Geviert enthielten. Jede Zelle hatte 40 bezw. 46 Pfähle aufzunehmen. Die Geschlinge sind nur 7 m hoch, dienten also nicht etwa zur Umschliefsung der Baugruben bis über Wasser, sondern nur zur Führung und Sicherung der Pfähle in ihrem oberen Teil. Die Pfähle waren 26 bis 29 m lang. Nach Fertigstellung der Rammarbeiten und des unter Zuhilfenahme von Taucherarbeiten bewirkten Abschneidens der Pfahlköpfe wurde der Raum zwischen den Pfählen mit Kies ausgefüllt.

Das Aufmauern und Versenken des Pfeilermauerwerks in Schwimmkästen mit abnehmbaren Seitenwänden geschah in herkömmlicher Weise. Bemerkenswert sind die bedeutenden Abmessungen der Kasten, von denen derjenige für den Drehpfeiler 15,24 **m** im Geviert, die übrigen 18,29 **m** zu 9,14 **m** im Rechteck grofs waren, während ihre Höhen 28 **m**, 15,24 **m** und 13,7 **m** betrugen. Bezeichnend für die Bauweise der über grofsen Holzreichtum verfügenden Amerikaner sind die Böden der Senkkasten, welche in Stärken von 7,16 **m**, 4,7 **m** und 2,9 **m** auf den vorgenannten Grundflächen aus dicht an- und übereinander gepackten Balken hergestellt wurden.

Abb. 170 u. 171. *Pfeiler der Brücke über den Thames-Flufs bei New-London.* M. 1 : 450.

Abb. 170. Aufrifs.

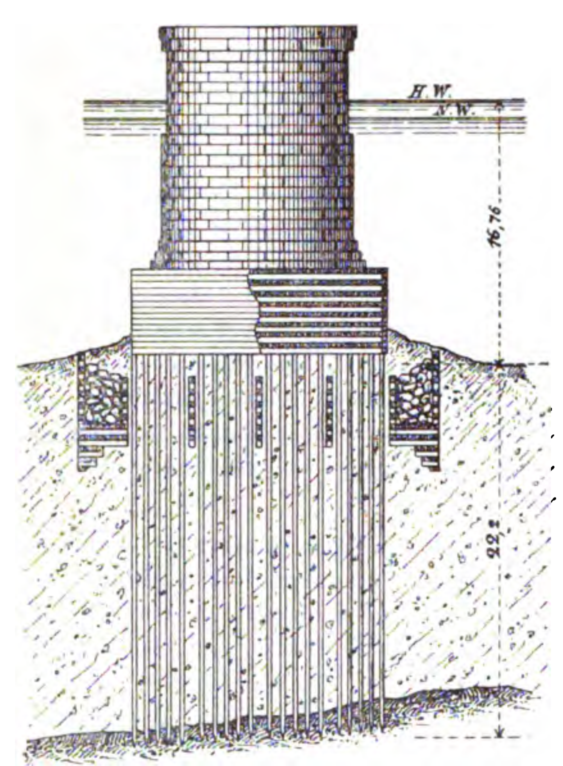
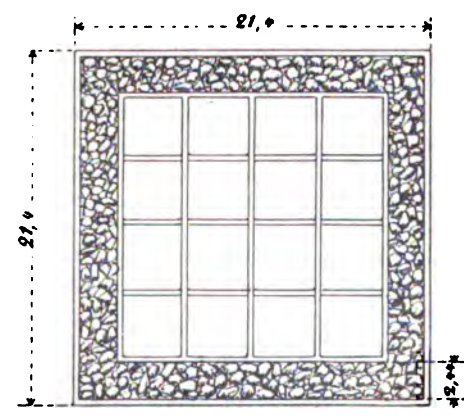


Abb. 171. Grundrifs.



Die Ausführung der Brücke war der Union Bridge Company in New York am 6. April 1888 übertragen worden.[453])

Senkkasten eigenartiger Ausführung mit Schachtanordnungen behufs Entfernung des den tragfähigen Baugrund überlagernden Schlammes, die also nicht „aufgesetzt“, sondern „versenkt“ wurden, kamen bei der Brücke über den Hudson bei Poughkeepsie zur Verwendung.[454]) Ihrer Ausbildung nach und weil ihre Wandungen als tragende Teile auftreten[455]), können sie jedoch als „hölzerne Brunnen“ angesehen werden und sind daher im § 37 unter 3. näher beschrieben.

4. Senkkasten mit gemauerten Seitenwänden. Abweichend von der bisher besprochenen Ausführungsweise der Senkkasten mit hohen hölzernen Wänden hat zuerst der Engländer Sir Samuel Bentham in den Jahren 1811/12 bei Erbauung einer 60 **m** langen Kaimauer bei Sheernefs Schwimmkasten mit gemauerten Umschliefsungswänden angewandt.

Ihr Boden bestand aus Holz und hatte bei jedem Kasten eine Länge von 6,4 **m** in der Richtung der Mauer und von 7,5 **m** quer dazu. Er trug zunächst ein umgekehrtes Gewölbe aus Backsteinen in Romanzement und ferner die gleichfalls aus Backsteinen ausgeführten Umfassungsmauern von 6,4 **m** äufserer Länge in jeder Richtung, verstärkt durch eine nahezu kreisförmige innere Mauer, nach der in den Abb. 4 u. 5, Taf. IV dargestellten Anordnung.

Diese Senkkasten wurden am Ufer hergestellt, mit steigender Flut an ihren Bestim-

[453]) Vergl. Engng. 1891, Aprilheft, und Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252; ferner: Gründung der Sagilla-Brücke der Brunswick-Western-Eisenbahn mittels hölzerner Senkkasten. Engng. news 1893, I. S. 8 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 42.

[454]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 227 u. 522, Auszug aus Scientific american, Suppl. 1878, März, S. 1794.

[455]) Vergl. § 36.

mungsort geflöfst, dann durch eine künstliche Belastung (über das später zu tragende Gewicht hinaus) in den Boden gedrückt, bis ein genügend tragfähiger Grund erreicht war. Darauf hat man sie mit Beton gefüllt und den oberen Teil der Mauer vollendet. Vor dem Versenken wurden die Kasten dicht aneinander geschlossen und so hinabgedrückt.

Bei den in den Jahren 1874/75 ausgeführten Brückenbauten der Breslau-Schweidnitzer Bahn unweit Stettin sind mehrere Pfeiler mittels Senkkasten gegründet worden, deren Boden aus 3 Lagen sich kreuzender, durch Werg, Teer und Pech schiffsmäfsig abgedichteten Bohlen von zusammen 40 cm Stärke, welche durch übergelegte Zangen zusammengehalten wurden, hergestellt waren und am Umfange 1,90 m hohe Wände aus lotrecht gestellten Pfosten, Kreuzhölzern und Gurthölzern trugen, die mit dem Boden fest verbunden blieben. Innerhalb dieser hölzernen Kasten und auf ihrem Boden wurden zunächst zwei Ziegelflachschichten zur Ausgleichung der Vertiefungen zwischen den Zangen verlegt, dann auf dieser Unterlage die voll gemauerten Umfassungswände, unten 2 Steine, in 1 m Höhe 1,5 Steine stark, aufgemauert und gleichzeitig durch Aufführen von Querwänden mehrere brunnenartige Abteilungen gebildet (s. Abb. 1 bis 3, Taf. IV).

Nachdem erst wenige Schichten verlegt waren, hat man jedesmal den betreffenden Kasten über die Baustelle zwischen Pfahlreihen gefahren, hier durch Ankertaue festgehalten und gegen den Wellenschlag durch Fahrzeuge und Flöfse geschützt, die am Umfange des Gerüstes festgelegt wurden. Durch Vermehrung des Mauerwerks in der Sohle und durch Höherführung der Umfassungsmauern ist dann allmählich der Kasten tiefer gesenkt worden, bis er das zu seiner Aufnahme vorbereitete Bett erreichte. Um für den Fall eines etwa eintretenden Vollaufens der Senkkasten mit Wasser, infolge des Wellenschlages, oder auf andere Weise, vorbereitet zu sein, wurden an den Boden der Kasten Hängestangen befestigt und an ihren oberen Teilen mit Löchern bezw. Ösen versehen, in welche Stahlsplinte gesteckt wurden, die bei zu plötzlichem Sinken des Senkkastens sich in Pfannen legen und dadurch die Abwärtsbewegung hemmen sollten. Diese Notvorrichtung ist indessen in keinem Fall zur Wirkung gekommen.[456])

5. Eiserne Senkkasten werden neuerdings ebenfalls angewendet und ganz in derselben Weise wie die bei der Druckluftgründung gebräuchlichen eisernen Kasten (Caissons) aus entsprechend versteiften, mittels Winkeleisen zusammengesetzten Blechtafeln hergestellt.

a) Nach dem Vorbilde der für die Hafendämme in Madras verwendeten, wurden seit 1895 eiserne Senkkasten zur Erbauung der Hafendämme in Bilbao benutzt. Sie waren von rechteckigem Querschnitt, 13 m lang, 7 m breit und 7 m hoch, im Innern mit einer Schicht Zement ausgefüttert und wurden während der Ebbe schwimmend zur Baustelle geschafft, wo sie auf die dafür vorbereitete Steinschüttung nebeneinander versenkt und mit je 12 Betonblöcken von 30 cbm (4 m lang, 3 m breit und 2,5 m hoch) (s. Abb. 15, Taf. III) ausgefüllt wurden.[457])

b) Eiserne Senkkasten von besonders grofsen Abmessungen, die ebenfalls auf abgeglichene Steinschüttungen gesetzt wurden, kamen für den Hafendamm des neuen Hafens zu Cuxhaven zur Verwendung.[458]) Der Kasten für den Vorkopf war 120 m lang, 15,5 m hoch, im Boden 9 m und oben 7,45 m breit. Der Boden und die Seitenwandungen bestanden durchweg aus Blech von 5 mm Stärke und waren durch Winkeleisen miteinander verbunden. In Abständen von 1,3 m lagen querüber Bodenstücke von 0,9 m Höhe aus 6 mm starkem Blech, die an den Wänden, unten und oben beiderseits mit Winkeleisen gesäumt waren und an den Endwänden Eckbleche von 0,6 m Höhe besafsen. Die Seitenwandungen wurden in Abständen von 0,65 m durch lotrecht stehende I-Träger No. 12 (Spanten) versteift, auf welche in lotrechten Abständen von 2 m wagerechte Gurte aus I-Trägern No. 16 genietet wurden. Der unterste Gurt lag 1,5 m über dem Boden, traf also mit der Oberkante der erwähnten Eckbleche zusammen. In wagerechtem Abstande von 3,9 m und 2 m lotrecht voneinander entfernt, wurden ferner eiserne Anker

[456]) Näheres über diese Gründung findet sich in dem Aufsatze von A. Wiebe, „Die Bauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn im Odertal bei Stettin“. Deutsche Bauz. 1875, S. 363.

[457]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.

[458]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 393 ff.

von 25 mm Durchmesser zur Verbindung der Wände untereinander angebracht. Die Absteifung des 415 t schweren Kastens erfolgte im Innern durch Holz.

Der Kasten wurde wie ein Schiff auf Galgen erbaut, dann bis zu einem passenden Tiefgange mit Beton gefüllt und an die Baustelle geflöfst, wo die Füllung, bei gleichzeitiger Absenkung, fortgesetzt wurde. Dabei wurde darauf geachtet, dafs der Höhenunterschied zwischen dem äufseren Wasserstande und dem Mauerwerk im Innern des Kastens nie gröfser als 1,5 m war. Um dies zu ermöglichen, wurden 15 kreisrunde, 7,8 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernte, 1 m über dem Boden beginnende Hohlräume von 6,8 m ausgespart, die später, nach dem Aufsitzen des Kastens, zum Teil mit Beton, zum Teil mit Sand ausgefüllt werden sollten[459]), worauf eine 2 m dicke, über den ganzen Kasten reichende Betonschicht aufgebracht und mit einer 5 cm starken Asphaltschicht abgedeckt wurde, welche die Unterlage für die im Beton verankerte Abdeckschicht aus Granitplatten von 30 cm Stärke bildete. In der Höhe von 9,5 m über dem Boden, oder 2 m unter N. W. beginnt eine Granitverkleidung von 0,425 m durchschnittlicher Stärke.

Trotz aller Vorsichtsmafsregeln wurde der Senkkasten bei der Ausführung leck. Die Leckstelle war nicht zu finden und das Wasser blieb in einer Lücke des sonst 2 m über N. W. fertigen Mauerwerks während des Eintritts der Ebbe 2 m hoch stehen. Während der Flut verschwand es plötzlich wieder und die Lücke konnte fertig ausgemauert werden. Als Erklärung hierfür wird angegeben[460]), dafs wahrscheinlich die Flutströmung den Leck geschlossen und aufserdem die Kastenwand vom Mauerwerk abgedrückt hatte, so dafs die verhältnismäfsig geringe Wassermenge aus der Lücke in den Raum zwischen Mauer und Kastenrand fliefsen konnte.

Neben den grofsen Kasten wurde hafenseitig ein zweiter, kleinerer eiserner Kasten von 22 m Länge, 6 m Breite und 8 m Höhe für den Teil des Dammes benutzt, welcher die Landungstreppe, die gemauerte Fortsetzung des Deiches bis zur Hafeneinfahrt, ein kleines Gebäude und den Flutmesser aufzunehmen bestimmt war. Dieser, im übrigen ähnlich hergestellte, aber auf einen Pfahlrost abgesenkte sogenannte „Treppenkasten" erhielt einen Boden aus Bohlen von 8 cm Stärke, die querüber durch I-Träger No. 28 versteift wurden.

Der Zwischenraum zwischen beiden Kasten wurde mit Beton in Säcken unter Wasser bis zur Niedrigwasserlinie ausgefüllt und dann ausgemauert. Der Übergang vom „Treppenkasten" zur Kaimauer aufsendeichs wurde durch einen hölzernen, ein unregelmäfsiges Sechseck mit zwei langen Seiten bildenden, auf Pfahlrost aufstehenden Anschlufskasten vermittelt.[461])

§ 32. Der Steinkistenbau.[462]) In ähnlicher Weise, wie das im § 31 unter 3. (S. 205) beschriebene, rahmenartige Geschlinge zur Sicherung der Langpfähle des Pfahlrostes in ihrem oberen Teile dient, wirken die Steinkisten einer in Schweden üblichen Bauweise.

Als Beispiel möge hier die Bauausführung einer Ufermauer in dem Hafen von Gothenburg angeführt werden. Der Untergrund besteht dort durchweg aus angeschlemmtem Schlick von sehr geringer Tragfähigkeit, unter welchem der Fels erst in fast unerreichbarer Tiefe beginnt. Vor den Ufermauern in den neueren Hafenteilen beträgt die Wassertiefe 5,94 m, vor älteren, nach derselben Bauart ausgeführten Mauern, die sich gut bewährt haben, 5,05 m. Die einzelnen bei dieser Bauart vorkommenden Arbeiten werden folgendermafsen beschrieben.

Zunächst wird der Boden bis nahe zur Hafensohle mit sehr flacher landseitiger Böschung ausgebaggert und dann die hölzerne „Kiste" eingebracht. Diese besteht (s. Abb. 10, Taf. VI) aus 4 Langwänden von vollkantigen Balken, welche in je 1,78 m Entfernung durch eben solche Querwände zu einem steifen, im Grundrifs rostartigen, Ganzen verbunden sind. Die Länge dieser Kisten beträgt 6 bis 30 m. Ihre Versenkung geschieht von Baugerüsten aus; zur Beschwerung werden dabei mit Steinen angefüllte Kasten in regelmäfsigen Zwischenräumen aufgesetzt. In diese Zwischenräume werden alsdann Pfähle von 14,84 m Länge in 0,49 m Abstand von Mitte zu Mitte eingerammt und die Kisten zur Verhütung des Aufschwimmens an diese angeklammert. Darauf können die Steinkasten entfernt und auch

---

[459]) Die Ausfüllung mit Sand unterblieb, um eine Gewichtsvermehrung zu vermeiden.

[460]) Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 404.

[461]) Daselbst S. 395.

[462]) Aus Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 44.

an den bisher von diesen bedeckten Stellen die Pfähle eingerammt werden. Es erfolgt nun das Rammen einer Spundwand vor der Kiste zum Schutz gegen Unterspülung, dann das Vorschütten des Steinfufses und das Einbringen von Kies in die leeren Räume der Kiste. Die Herstellung des Mauerkörpers wird in hölzernen Schwimmkasten vorgenommen und zwar zunächst bis etwas über die Mittelwasserhöhe, so dafs die Seitenwände dieser Schwimmkasten entfernt werden können. Hierauf bringt man die Faschinen mit ihrer Beschwerung hinter der Mauer bis zu gleicher Höhe ein. So bleibt das Ganze bis zum nächsten Jahre stehen, um etwaiges Setzen abzuwarten. Alsdann werden die Arbeiten mit Vollendung des Mauerwerks und der Hinterfüllung zum Abschlufs gebracht. Die aus dem Grundrifs (s. Abb. 10 *a*) ersichtliche eigenartige Form der Enden der Schwimmkasten ist gewählt worden, weil man die Erfahrung gemacht hat, dafs eine Zerstörung der Mauer am leichtesten am stumpfen Stofs dieser Kasten eintritt, während die Stöfse der Kisten ohne schädlichen Einflufs sind.

Das Mauerwerk besteht aus Werksteinen von festem Granit mit Hintermauerung von Gneis. Die Kosten berechnen sich für die Mauer mit ihrem Unterbau zu 850 M. f. d. lfd. m, für die Faschinenarbeiten (Material und Arbeitslohn) zu 363 M., zusammen 1213 M. Hierbei sind die Faschinenarbeiten zu 6,80 M. f. d. cbm, die Kosten eines 14,85 m langen, 0,22 m starken Pfahles einschliefslich Rammen, zu 20,25 M. angesetzt.[463])

Eine andere Verwendungsart haben die Steinkisten bei Herstellung von Bohlwerken im Hafen von Stockholm gefunden.

Hier besteht der feste Boden aus Granitfelsen, über dem bis nahe unter Wasserspiegel leichtflüssige Schlickmassen von solcher Beschaffenheit lagerten, dafs eine Ausbaggerung der Baugruben für die Ufermauern nicht möglich war. Man schüttete deshalb an den Baustellen der Uferwerke grofse Mengen von grobem, ziemlich reinen Kies in das Wasser, welcher infolge seines gröfseren Gewichtes den Schlick verdrängte und schliefslich einen auf dem Felsen ruhenden, bis etwas über den Wasserspiegel reichenden Damm mit etwa dreifachen Böschungsneigungen bildete. Sobald dieser Zustand durch Bohrungen festgestellt war, konnte mit Ausführung der Bohlwerke begonnen werden und zwar richtete sich die Bauart nach der Tiefe des Felsbodens unter Wasser. War diese etwa 8 m und darüber, so dafs die eingerammten Pfähle in der Kiesschüttung genügenden Halt fanden, so wurde eine Pfahlreihe mit Spundwand, Bohlenverkleidung und Verankerung in gewöhnlicher Herstellungsart gewählt.

Waren aber die Tiefen bis zum Felsen geringer als 8 m, so wurde eine aus vollkantigen Balken hergestellte Kiste auf den durch Baggerung geebneten Kies versenkt, indem zwei durch wagerechte Balken gebildete Abteilungen der Kiste mit Steinen bepackt wurden. Nach Versenkung der Kiste wurden in ihrem durch die vordere Doppelwand gebildeten Raum die Bohlwerkpfähle geschlagen und die leeren Räume der Kiste mit Steinen angefüllt. Sollte später zur Ausführung in Mauerwerk übergegangen werden, so genügte es, die über die Kistenoberfläche hinausgehenden Holzteile abzuschneiden, um alsdann das Mauerwerk, ähnlich wie nach Abb. 172, S. 210, auf die Kisten aufsetzen zu können. Nach Fertigstellung der Bohlwerke wurde der Kies vor ihnen bis zu der erforderlichen Tiefe von 5,94 m unter Niedrigwasser ausgebaggert.

Bei Ausführung dieser Uferwerke, namentlich bei dem Versetzen der Kisten, hat man vielfach Taucher verwendet und hierbei mit gutem Erfolge die Versuche gemacht, eine Fernsprechverbindung mit ihnen herzustellen, indem man eine Sprechvorrichtung in den oberen Teil des Taucherhelms einsetzte.

In Rufsland sind beim Bau des Seekanals von St. Petersburg nach Kronstadt Steinkisten in grofser Ausdehnung zur Verwendung gekommen. Ihre Gesamtlänge wird zu etwa 17000 m angegeben. Sie sind in je zwei Reihen für jeden der beiden den Seekanal einschliefsenden Dämme versenkt worden, worauf zwischen ihnen die Dämme aus Baggerboden aufgeschüttet wurden.

Die einzelnen, zum gröfsten Teil im Winter auf dem Eise zusammengestellten und von hier aus versenkten Steinkisten haben eine je nach der Wassertiefe schwankende Breite von 3,2 bis 6,4 m und eine möglichst grofse Länge erhalten, um die schwer auszuführende Verbindung der sich aneinander schliefsenden Kisten nicht allzu häufig erforderlich zu machen. Die im Sommer hergestellten Steinkisten wurden am baltischen Ufer fertig gezimmert, alsdann zum Schwimmen gebracht und an den Verwendungsort geschleppt. Nachdem sie dort verankert waren, wurden sie möglichst rasch aus den Steinkähnen

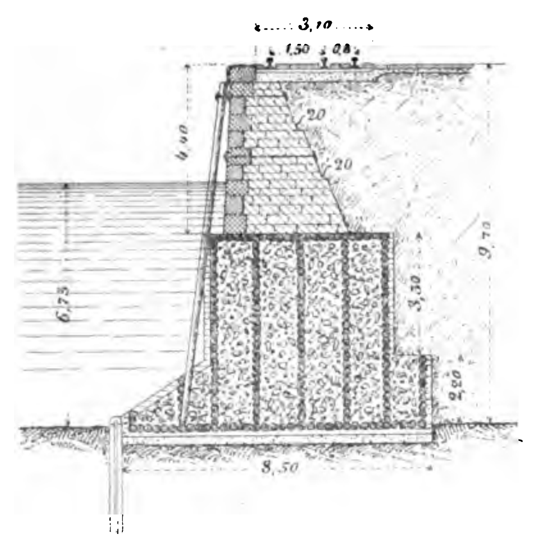
[463]) Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.

mit Steinen gefüllt und versenkt. Im ganzen sollen für die Versenkung der Steinkisten und für die Beschüttung der Molenböschungen etwa 720000 cbm Steine angeliefert worden sein. Der Holzverbrauch wird zu 500000 Rundhölzern von 6,4 bis 8,5 m Länge und 0,2 bis 0,25 m mittlerem Durchmesser angegeben.

Der an den Seekanal sich anschliefsende neue Hafen ist mit Kaimauern eingefafst, die ebenfalls auf grofsen Steinkisten aufgebaut sind. Diese Kisten haben 8,5 m Sohlen- und 4,8 m Kopfbreite bei 5,5 m Höhe (s. Abb. 172). Die darauf stehenden Mauern sind im Fufs 3,2 m, in der Krone 1,4 m breit und 4,4 m hoch. Die Kosten für 1 m Länge der Hafenkaimauer haben etwa 850 M. betragen.[464]) In welcher Weise die unter Wasser stehenden Mauerteile hergestellt wurden, ist in unserer Quelle nicht angegeben.

Bei dieser Art der Verwendung der Steinkisten sind ihre Blockwände die eigentlich tragenden Bauteile, während die in die einzelnen Abteilungen der Kisten lose eingeschütteten Steine nur zur Beschwerung beim Versenken und zur Stützung der Blockwände gegen seitliche Verschiebungen und Verdrückungen dienen. Sollen die Blockwände ihren Zweck voll und ganz erfüllen, so erfordern sie reichliche Stärken und ein sorgfältiges Zusammenarbeiten der Hölzer. Es erscheint fraglich, ob die Steinkisten zur Aufnahme und sicheren Übertragung der Last des Bauwerks auf den Baugrund, wie hier nach Abb. 172, überhaupt geeignet sind. Sie scheinen als grofse Steinmassen, welche durch Verzimmerung zusammengehalten werden, mehr da am Platze zu sein, wo es sich um Schaffung von Widerständen gegen seitlich wirkende Schubkräfte handelt, wie bei dem oben erwähnten Seekanal von St. Petersburg nach Kronstadt, oder wo sie zur Führung und seitlichen Sicherung von Pfählen dienen, wie bei den schwedischen Bauten.

Abb. 172.
Kaimauer in Kronstadt auf Steinkisten.
M. 1 : 200.



Die auf felsigem Untergrunde erbauten Hafenmauern und Wellenbrecher auf Bornholm[465]) wurden in der Weise ausgeführt, dafs am Ufer angefertigte Holzkisten, deren untere Seiten nach der durch die Peilung der Baustelle erhaltenen Form bearbeitet waren, an die Verwendungsstelle geschafft und dort versenkt wurden. Dann wurde die Kiste bis zum oberen Rande, etwa 10 cm unter Niedrigwasser, mit grofsen Steinen gefüllt (s. Abb. 7, Taf. III), worauf man die Seitenwände aufmauerte. Waren die Wände genügend hoch aufgeführt und mit Zement verstrichen, so wurde der Zwischenraum mit kleineren Steinen ausgefüllt, eine Decke von bearbeiteten Steinen aufgelegt und mit Zement verstrichen.

In Amerika, wo der Steinkistenbau *(crib work)* schon seit langer Zeit sehr verbreitet ist, soll die Ausführung früher in der Beziehung oft sehr mangelhaft gewesen sein, dafs die einzelnen Kisten sich ungleich senkten und den Zusammenhang verloren. Neuerdings sucht man derartigen Mängeln durch Beschaffung einer gleichmäfsigen Unterstützung mittels eingerammter Pfähle, Kies- und Steinschüttungen vorzubeugen (vergl. die Gründung der Brücke über den Thames-Flufs bei New-London, § 31 unter 3., S. 206). Die Kisten werden dort aus kräftigen, beschlagenen Balken meist mit vollen Aufsen-

[464]) Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 62, nach den Mémoires de la société des ingenieurs civils 1883, S. 312 u. ff.

[465]) Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 319.

wänden zusammengezimmert und innen durch Voll- und Halbwände in Abteilungen geteilt, von denen einige Böden erhalten, die übrigen unten offen bleiben. Sie werden schwimmend an die Verwendungsstelle gefahren und durch Einbringen von Steinen in die mit Böden versehenen Abteilungen zum Sinken gebracht, worauf man die übrigen Abteilungen ebenfalls mit Steinen füllt. Eine häufige Verwendung finden die Steinkisten dort zu Wellenbrechern, Leitdämmen, Bohlwerken, Wehranlagen u. dergl.; überhaupt zu solchen Bauwerken, bei denen es darauf ankommt, schwere Massen zu schaffen, welche dem Anprall der Wellen, dem Schube der Erdmassen und anderen auf sie einwirkenden Seitenkräften den nötigen Widerstand entgegenzusetzen vermögen. Als tragende Bauteile werden sie vielfach zu vorübergehenden Zwecken, zu Notpfeilern zerstörter Brücken u. dergl. benutzt.

§ 33. Mantelgründung, hölzerne und eiserne Pfeilerumhüllungen. Eine der Brunnen- und Röhrengründung (vergl. die §§ 36 bis 38) ähnliche Gründungsart ist diejenige, bei welcher kastenartig verbundene Wände aus Holz oder Schmiedeisen — also Kasten ohne Boden, d. h. Mäntel — zur Umschliefsung der Baugrube auf den Baugrund hinabgesenkt werden. Sie sind vorzugsweise zur Gründung von Brückenpfeilern angewandt worden und zwar mit bestem Erfolge, namentlich in solchen Fällen, wo der tragfähige Baugrund entweder von so leicht beweglichen Bodenschichten überlagert war, dafs diese dem Eindringen der Umschliefsungswand nur geringen Widerstand entgegensetzen, oder wo der Baugrund durch vorheriges Baggern freigelegt werden konnte. Bei dem verhältnismäfsig grofsen Umfange, welchen diese Mäntel meist erhalten, und bei der üblichen Ausführungsweise ihrer Wände sind sie weniger geeignet, festere Bodenschichten auf erhebliche Tiefen zu durchteufen, gehören daher im Gegensatz zu den Senkbrunnen und Senkröhren der Flachgründung an und vertreten im wesentlichen die Fangdämme (vergl. § 20), mit denen sie auch das gemeinsam haben, dafs sie, wenigstens in ihren oberen Teilen, wieder entfernbar, also nur zu vorübergehender Benutzung hergestellt werden.

1. **Ausführungen in Holz** sind in den vierziger Jahren des 19. Jahrhunderts auf der Eisenbahn von Tours nach Bordeaux, nach den Plänen des französischen Ingenieurs Beaudemoulin, mehrfach, teils bei Gründungen auf Fels-, teils bei solchen auf zähem Tonboden, angewandt worden.

a) Bei der ersten Ausführung dieser Art, an der Brücke über die Vienne, haben die Mäntel eine rechteckige Grundrifsform von 14,58 m unterer Länge und 5,08 m Breite, bei einer Höhe von 4,60 m und $^1/_6$ Neigung der Wände, erhalten, deren Oberkante nach Versenkung der Mäntel bis zu 1 m über Niedrigwasser reichen sollte. Zur Herstellung der Kasten wurden 16/16 cm starke Pfosten in 2 m Abstand durch drei Paar Zangen (20/25 cm stark) verbunden, welche 5 cm starke, lotrechte Bohlen zwischen sich aufnahmen. Ferner wurden zwischen die inneren Zangen der beiden obersten Paare, mit etwa 1,6 m Abstand, Stiele gestellt und gegen diese wagerechte, in den Fugen kalfaterte, Bohlen befestigt, um in dem oberen Teil eine dichte Umschliefsungswand zu erhalten. Sobald man nun den Felsboden durch Baggerung von den ihn überlagernden Schichten gesäubert hatte, wurde jeder Kastenmantel zwischen zwei Schiffen versenkt, dann trieb man die lotrechten Bohlen, welche nicht dicht aneinanderschlossen, fest bis auf den Felsen und füllte den inneren Raum 3,26 m hoch mit Beton, dessen Oberfläche bis in den von wasserdichten Wänden umgebenen oberen Raum reichte. Nach genügender Erhärtung des Betons konnte das Wasser darüber entfernt und das Pfeilermauerwerk im Trockenen ausgeführt werden.

b) Bei einer anderen Brücke über die Creuze bestand der Baugrund aus dichtem Ton, der 2 m unter Niedrigwasser lag und mit einer Kiesschicht überdeckt war. Die Mäntel von 18,80 m unterer Länge und 10,20 m Breite sollten hier bis auf den Ton gesenkt, die Grundsohle aber noch 2 m tiefer gelegt werden und dazu die Baugrube in dem dichten Ton ausgegraben werden. Sie mufsten deshalb auf ihre ganze Höhe, nicht nur wie bei dem vorigen Beispiel, in dem oberen Teil wasserdichte Wände

erhalten, welche aus wagerechten Bohlen, die sich gegen lotrechte, durch Gurthölzer und Streben gesicherte, Stiele legten, gebildet wurden. Für den ersten Pfeiler liefs man den zwischen zwei Schiffen aufgehängten Kasten auf das vorher geebnete Flufsbett mittels Haspeln allmählich hinab und senkte ihn dann durch vorsichtiges Entfernen des Bodens, wobei man den Wasserspiegel im Innern durch kräftiges Pumpen möglichst niedrig zu halten suchte, bis etwa 0,70 m in den Ton. Darauf stellte man durch Umschütten der Mantelkästen mit Ton einen wasserdichten Abschlufs unterhalb der Mäntel her und konnte nun nach Ausschöpfen des Wassers den Ton bis auf die beabsichtigte Tiefe im Trockenen abgraben, wobei allerdings mit grofser Vorsicht verfahren werden mufste, um nicht ein Einstürzen der Wände herbeizuführen.

Etwas abweichend war das Verfahren beim zweiten Pfeiler, indem man hier, um das sehr umständliche weitere Versenken des Kastens, nachdem dieser das Flufsbett erreicht hatte, zu vermeiden, unter dem Schutz eines vorläufig aus Steinen geschütteten Dammes den Kiesboden bis auf den Ton in einer solchen Breite, wie sie zur Aufnahme des Kastens und des umschliefsenden Tondammes erforderlich war, durch Baggerung entfernte, dann nach Herstellung des unteren wasserdichten Abschlusses die Baugrube trocken legte, vertiefte und den in den Aufsenwänden aus Mauerwerk, im Innern aus Beton bestehenden Grundbau herstellte (vergl. Abb. 16, Taf. IV).[466]

c) Bei den Bauten auf der Bahn von Lorient nach Brest hat man nach den Mitteilungen des Chef-Ingenieurs Croizette-Desnoyers[467]) statt der äufseren Dichtung durch Tondämme (auch Tonsäcke), im Innern der Mantelkasten Fangdämme aus Beton errichtet, welche später einen Teil des Pfeilers bildeten (vergl. Abb. 17, Taf. IV). Die Ausführungsweise dürfte aus der Zeichnung und nach dem über die Viennebrücke (S. 211) Mitgeteilten genügend verständlich sein. In einem ähnlichen Fall hat man dem Mantelkasten lotrechte Wände gegeben, um die Ausfüllung des inneren Fangdammes zu erleichtern und die Bekleidung innen angebracht, um sie an die Ausführung anzuschliefsen. Zu letzterer ist an Stelle des Betons Tonboden verwendet und hierdurch eine wiederholte Benutzung des Mantelkastens ermöglicht worden.

d) Bei der Brücke der oldenburgischen Eisenbahn über den Georgs-Vehn-Kanal[468]) sind 1 Mittelpfeiler und 1 Landpfeiler mit Anwendung von Senkkasten ohne Boden gegründet worden, die bei etwa 5,5 m Länge, Breiten von 3 und 6 m erhalten haben. Der tragfähige Baugrund (Sand) lag unter einer $1^1/_2$ m tiefen Schicht Moor und Darg, $4^1/_2$ m unter mittlerem Wasserspiegel. Die Senkkasten waren hier aus gestrichenen, 7,5 cm starken, 5,50 m langen, unten zugeschärften Bohlen von trockenem Nadelholz mit Hilfe von Gurtungen, Zangen u. s. w. (s. Abb. 15, Taf. IV) zusammengebaut und soweit als nötig kalfatert. Der Kasten für den Mittelpfeiler ist dann auf einer leichten Rüstung an Ort und Stelle geschoben und zwischen Schiffen versenkt worden. Der Kasten für den Landpfeiler konnte an Ort und Stelle zusammengezimmert werden. Durch vorläufiges Baggern und Graben erreichte man eine gerade Stellung der Kasten und diese wurden nun so stark mit Schienen belastet, dafs sie in den Boden eindrangen. Da Darg und Moor das Wasser sehr gut abschliefsen, so konnte der Innenraum leicht leer geschöpft, und die Ausgrabung des Bodens bis in die Nähe des Sandes im Trockenen bewirkt werden, wobei mit zunehmender Tiefe die Hölzer gegeneinander abgestützt wurden. Als die Abgrabung bis etwa 0,30 m über dem Sandboden gediehen war, brach das Wasser von unten durch, füllte die Kasten und es wurde nun das weitere Ausheben des Bodens mittels Hand- und Kettenbagger vorgenommen. Nachdem dann der tragfähige Baugrund blofsgelegt, der Innenraum bis zur Höhe der Kanalsohle betoniert, nach genügender Erhärtung des Betons das Wasser entfernt und dabei die vorher beseitigten Holzspreizen wieder eingesetzt waren, konnte das Mauerwerk hergestellt werden. Sobald dieses bis über gewöhnliche Flut gebracht war, wurden die Bohlen der Kasten über dem oberhalb der Betonierung liegenden Gurtholze von innen soweit eingesägt oder abgestemmt, dafs sie nach Abnahme der oberen Zangen ohne Schwierigkeit einzeln abgebrochen werden konnten.

In Amerika sind die unten offenen Senkkasten bei neueren Brückengründungen in dem unteren Teil häufig aus Blockwänden zusammengesetzt worden, bei grofsen Wassertiefen wohl auch in doppelter Anordnung, wobei dann der Zwischenraum mit Steinen gefüllt wurde, um das Sinken zu erleichtern (s. § 32). Für den oberen Teil hat man

[466]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1849, II. S. 129 ff.

[467]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273, auch Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 355.

[468]) Vergl. Buresch, Die Eisenbahnbrücke über den Georgs-Vehn-Kanal. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 233.

meist eine leichtere Ausführungsweise aus lotrecht gestellten Hölzern und Bohlen gewählt und diese nur zeitweise als Fangdamm bei Ausführung des Mauerwerks bis Hochwasserhöhe benutzt.[469])

Bei der Brücke über den Orangeflufs bei Bithalie in Südafrika mufsten die Pfeiler auf Felsen gegründet werden, dessen obere Schichten etwa 2 m tief auszuarbeiten waren. Hier hat man ein dem ovalen Pfeilergrundrifs angepafstes hölzernes Rahmwerk am Ufer gezimmert und doppelt beschalt, mit einem Zwischenraum von 0,61 m zwischen beiden Wänden, dann dasselbe an die Baustelle geflöfst und durch Belastung bis auf den Felsen gesenkt. Darauf ist innerhalb des ringförmigen Raumes der Flufssand über dem Felsen entfernt und Ton zwischen den beiden Wänden bis über Wasser eingestampft worden, worauf ein Kranz von mit Sand gefüllten Säcken in 0,46 m Abstand von dem Holzwerk gebildet, der Raum zwischen letzterem und den Säcken ebenfalls mit Ton ausgefüllt und die Aufsenseite der Säcke mit eingeschütteten Steinen umschlossen wurde. Nachdem auf diese Weise eine dichte Umhüllung hergestellt war, hat man das Wasser innerhalb dieser ausgepumpt und die erforderlichen Sprengarbeiten vorgenommen.

Diese Art der Gründung wurde mit gutem Erfolge bei den meisten Pfeilern im Flusse angewandt, dessen Wassertiefe in der trockenen Jahreszeit nur etwa 2 m beträgt, während in der nassen Jahreszeit (November bis Februar) das Hochwasser bis auf 13 m über Niedrigwasser steigen soll.[470])

2. Umhüllungen von Eisenblech hat zuerst der französische Ingenieur Pluyette beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Marne bei Nogent sur Marne (mit vier überwölbten Öffnungen von je 50 m Weite) angewandt, wo das Flufsbett in den oberen Schichten aus feinem Sand und Schlamm bestand, dann aus verschiedenen Mischungen von Sand und Ton und in einer Tiefe von 3 m unter der Sohle, 7 m unter Niedrigwasser, aus tragfähigem Sande.

Die an den Enden halbkreisförmig abgerundeten Hüllen für die einzelnen Pfeiler erhielten eine obere Länge von 21,75 m und eine Breite von 10 m (vergl. Abb. 6 u. 7, Taf. IV). Um die Folgen einer etwaigen Zerstörung ihres unteren Teiles möglichst unschädlich zu machen, wurde die Stärke der Betonschicht auf das Mafs von 3 m beschränkt, so dafs schon in der Höhe der Flufssohle das Mauerwerk beginnt. Die dieser Höhe entsprechende unterste Zone des Mantels wurde aus dünnem Blech von $4^1/_2$ mm in den Seiten, 4 mm in den gekrümmten Flächen zusammengesetzt, darauf folgte eine zweite Zone von $3^1/_2$ m Höhe, welche einem starken Wasserdruck während der Gründungsarbeiten ausgesetzt war und deshalb aus 10 bezw. 8 mm starken Blechen hergestellt wurde, die dritte Zone von $2^1/_2$ m konnte nach Ausführung des Mauerwerks wieder entfernt werden, und da sie eine nur geringe Pressung auszuhalten hatte, verwendete man für sie Blech von $4^1/_2$ bezw. $3^1/_2$ mm Stärke. Die einzelnen Zonen bestanden wieder aus Ringen, die durch Winkeleisen miteinander verbunden waren. Im Innern wurden zur Versteifung lotrechte T-Eisen angebracht, an welche wagerechte Zuganker angriffen.

Jede Blechhülle, in einem Gewichte von 63300 kg für die beiden unteren Zonen, von 6577 kg für die obere Zone, zusammen 69877 kg wiegend, wurde auf einer von 2 Kähnen getragenen Rüstung hergestellt. Nach Aufstellung der untersten Zone hob man sie mittels 8 Schrauben an, entfernte die Arbeitsdiele, auf welcher sie bis dahin gestanden, und liefs sie so weit zwischen den Schiffen hinabsinken, als nötig war, um mit dem Aufbringen der zweiten Zone vorgehen zu können u. s. f. Nach Fertigstellung der Hülle flöfste man sie nach der zuvor ausgebaggerten Baustelle und versenkte sie bis auf den festen Boden, ein Vorgang, der 5 Stunden Zeit in Anspruch genommen hat. Demnächst wurde der Grund innerhalb der Umschliefsung mit Handbaggern gehörig gereinigt und dann mit der Versenkung des Betons begonnen.

Nach genügender Erhärtung des Betons mufste, behufs Ausführung des Mauerwerks, das Wasser ausgeschöpft werden. Da aber die Hülle nicht stark genug war, um für sich dem äufseren Wasserdruck widerstehen zu können, so brachte man während des Ausschöpfens in ihrem Innenraum eine Auszimmerung an, welche mit dem Fortschreiten des Mauerwerks allmählich wieder entfernt wurde. Um nach Vollendung des Grundmauerwerks die oberste, vorübergehend angebrachte Zone der Blechhülle beseitigen zu können, wurde das Wasser bis zur zweiten Zone ausgepumpt, dann löste man die Schraubbolzen, mit welchen

[469]) Vergl. Scientific american Suppl. 1876, Mai, S. 310: Missouribrücke zu Booneville; auch Engng. 1875: Grand Avenue Bridge in Philadelphia über den Schuylkill.

[470]) Vergl. Engng. 1879, I. S. 371.

die zweite und dritte Zone verbunden waren, ersetzte sie durch Korkpfropfen und konnte nun die oberste Zone mit Winden abheben, wobei die Pfropfen leicht nachgaben.[471])

Nach diesem Vorgange sind im Jahre 1866 für die Brücke über die Weser zu Bremen 5 Pfeiler, darunter ein Drehpfeiler gegründet worden.[472])

Die Mäntel waren hier im unteren Teile 21,5 m lang und bezw. 13, 5,4 oder 5,1 m breit und haben eine Höhe von 3,47 m bei $^1/_{12}$ Anlauf. Ihr Gewicht, unter Hinzurechnung der vorübergehend aufgesetzten oberen Teile, betrug bezw. 40078, 27478 und 27153 kg. Das Flufsbett besteht aus festem Kies und wurde zur Aufnahme der eisernen Mäntel 1,16 m tief bis auf 3,47 m unter Niedrigwasser ausgebaggert. Die Eisenhüllen sind dann zwischen je 2 Prahmen herbeigeschifft und mittels Flaschenzügen jedesmal in wenigen Stunden versenkt worden. Um ein ungleichmäfsiges Eindringen der unteren scharfen Kante der Mäntel und damit ein ungleichmäfsiges Setzen zu verhindern, hat man in einem Abstande von 0,3 m Höhe von der Unterkante an die Innenseite der Mäntel ringsum Winkeleisen genietet und unter diesen Eichenholzklötze in 0,25 m Abstand befestigt. Zur Sicherung der Fundamente, deren eiserne Umhüllungen in das durch Baggerung sorgfältig vorbereitete Kiesbett nicht weiter hinabgeführt wurden, was auch kaum zu bewerkstelligen gewesen wäre, hat man ausgedehnte Steinwürfe um diese angeordnet. Die Kasten wurden dann bis auf 0,9 m unter Niedrigwasser mit Beton gefüllt, auf welchen später das Mauerwerk gesetzt wurde. Die endgiltigen Teile der Umhüllungen reichen bis zum gewöhnlichen Niedrigwasser; der vorübergehend aufgesetzte Ring hatte eine Höhe von 1,16 m erhalten.

Der Aufwand an Eisen f. d. cbm des Körperinhalts aus Grundfläche mal Tiefe unter Niedrigwasser (= Höhe der endgiltigen Umhüllung) hat bei den verschiedenen Pfeilern der Weserbrücke etwa 77 kg betragen; bei denen der vorerwähnten Marnebrücke mit 7 m Fundamenttiefe unter Niedrigwasser etwa 100 kg.

Die Vereinigung der Mantel- mit der Kastengründung erfolgte bei der Gründung der Pfeiler der neuen Tower-Brücke in London und beim Bau des Mittelpfeilers der Donaubrücke bei Gutenstein (vergl. § 38 unter 2. a. und Abb. 8 bis 14, Taf. IV). Über die Vereinigung mit der Druckluftgründung s. § 39; über die Verwendung der Mantelgründung bei Ausbesserungsarbeiten s. § 40 unter 5.

3. Was die **Kosten** dieser Gründungsart betrifft, so haben sie bei der Weserbrücke an Anlieferung und Aufstellung der eisernen Senkkasten, Ausbaggerung, Steinwürfen und Beton nach den Angaben des Erbauers 10,92 Tlr. Gold = 36,4 M. f. d. □′ Grundfläche betragen (= 435 M. f. d. qm). Zieht man hiervon die Kosten für Beton mit 4,27 Tlr. Gold f. d. □′ = 170 M. f. d. qm ab, so ergeben sich die eigentlichen Gründungskosten einschliefslich für die Baggerung und Steinschüttung, welch letztere bei ihrer ganz besonderen Bedeutung jedenfalls mit zu der Gründung zu rechnen ist, zu 265 M. f. d. qm oder $\frac{265}{3,47}$ = rund 76 M. f. d. cbm des Rauminhaltes aus Grundfläche mal Fundamenttiefe. Diese verteilen sich auf die Kosten:

	M.
Für Anlieferung der eisernen Hüllen und die Arbeit des Versenkens einschliefslich der Geräte mit	27,7
„ die bei der Beförderung und dem Versenken gebrauchten Rüstungen und Schiffe mit	4,2
„ Steinwürfe	26,8
„ Baggerung und Wasserschöpfen (letzteres nur zu einem geringen Betrage) mit	17,3
zusammen	76,0

Für die Brücke über die Marne stellen sich die auf dieselbe Kubikeinheit bezogenen Kosten:

---

[471]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1856, II. S. 282; auch Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 431.

[472]) Berg, Beschreibung der Gründung und des eisernen Oberbaues der Brücke über die grofse Weser in Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215.

	M.
Für die Bearbeitung des Eisens zu den Umhüllungen (f. d. **kg** = 0,2 Frcs.) .	17,6
„ die Zusammensetzung, Rüstung, Schiffsmiete u. s. w. (0,186 Frcs. f. d. **kg**)	16,5
„ das Versenken (0,003 Frcs. f. d. **kg**)	0,3
zusammen . . .	34,4

Die Kosten für die Eisenbestandteile und diejenigen der Baggerung sind in unserer Quelle nicht angegeben. Nimmt man erstere zu 0,4 Frcs. f. d. **kg** an, so betragen sie f. d. **cbm** des Fundamentkörpers 40 Frcs. oder 42 M. und die Gesamtkosten der Umhüllung einschliefslich Versenken und Wasserschöpfen 34,4 + 32 = 66,4 M. ohne Baggerung und Steinschüttung.

Für die Gründung der unter 1. b. (s. S. 211) erwähnten Brücke über die Creuze werden die Kosten ohne Mauerwerk und Beton wie folgt angegeben (1 Frcs. = 0,8 M. gesetzt):

Erster Pfeiler.	M.
Lieferung, Zusammensetzung und Versenkung des Mantelkastens	4275
Wasserschöpfen, Ausheben und Beförderung von 862 **cbm** Abtragboden . .	14027
Miete und Ausbesserung der Pumpen	958
Gerüste und Nebenkosten	1496
zusammen . . .	20756

Zweiter Pfeiler.	M.
Herstellung des Mantelkastens auf dem Zimmerplatze (Material und Arbeitslohn)	3683
Seine Versenkung einschliefslich der Schiffsmiete, der Hebezeuge und sonstigen Geräte	3367
Baggerung, Ton zum Fangdamm, vorläufiger Schutzdamm und endgiltige Steinschüttung	4577
Ausheben und Fördern des Bodens, Wasserschöpfen, Arbeitslohn für Herstellung des Fangdammes u. s. w.	8153
Gerüste mit Zubehör und verschiedene Nebenkosten	3493
zusammen . . .	23273

Bei einer Grundfläche von 18/9,5 **m** = 171 **qm** und einer Gründungstiefe von 4 **m** unter Niedrigwasser stellen sich die Kosten der Gründung ausschliefslich des Mauerwerks f. d. **cbm** des Rauminhalts aus Grundfläche und Gründungstiefe zu $\frac{23273}{171 \cdot 4}$ = rund 34 M.; die Zeit der Ausführung war das Jahr 1846.[473])

§ 34. Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülungen. Hauptsächlich die weniger tief hinabreichenden, sowie die von leicht beweglichem Boden umgebenen Grundbauten sind es, die eines besonderen Schutzes gegen die ausspülende Einwirkung des fliefsenden Wassers bedürfen. Bei Besprechung der einzelnen Gründungsarten wird zwar schon auf die gebräuchlichen Mittel hingewiesen, welche man gegen den Angriff unterirdischer Quellen sowohl, als gegen das Ausspülen durch offen vorüberfliefsendes Wasser zur Sicherung der Grundbauten anwendet. Der Übersicht wegen mögen jedoch die wichtigsten Mafsregeln, sofern sie nicht einen wesentlichen Teil der Gründungsart selbst ausmachen, hier noch kurz zusammengestellt und begründet werden.

Als Schutzwerke in obigem Sinne kann man Schutzwände, Steinschüttungen und Faschinen ohne und mit Pfahlwerken und Bettungen unterscheiden, die sowohl einzeln für sich oder vereinigt zur Anwendung kommen.

1. Mit **Schutzwänden**, die aus Spund- oder Pfahlwänden bestehen, umgibt man den Grundbau mantelartig im Boden und schützt dadurch den Untergrund namentlich

[473]) Weitere Beispiele in: G. Liébaux, Fondations à l'air libre et à l'air comprimé. Emploi du caisson-batardeau divisible et mobile. Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

gegen Ausweichen. Diese Schutzwände können je nach der Lage der einzelnen zu schützenden Fundamentkörper zu einander, für jeden besonders, oder für mehrere Teile gemeinschaftlich angeordnet werden. So schliefst man häufig bei kleineren Brücken mehrere Pfeiler zusammen durch Spundwände ein, indem man diese aufserhalb der Pfeilerköpfe, der Brückenachse gleichlaufend, schlägt und die Wände an den Langseiten der einzelnen Pfeiler fortläfst, wobei meist der Boden zwischen den Wänden in seiner Oberfläche durch Bettungen geschützt wird. Ähnlich verfährt man bei kleinen Brücken mit nur einer Öffnung und bei Durchlässen, indem man hier quer durch das Bett des Wasserlaufes vor den Brückenhäuptern Wände eintreibt. Bei Bauwerken, die einem starken Wasserauftrieb ausgesetzt sind, wie z. B. Schleusenböden, bringt man andererseits Querspundwände unter dem Boden in gröfserer Zahl an, um dadurch die Quellenzüge abzuschneiden und Wasserdichtigkeit zu erreichen.

2. Die **Steinschüttungen** sind ein sehr gebräuchliches Mittel, um den Angriff des Wassers auf den den Grundbau umlagernden Boden zu mäfsigen. Dabei müssen die einzelnen Steine eine solche Gröfse und Lage erhalten, dafs sie vom fliefsenden Wasser nicht fortgeführt werden können. Man lagert sie deshalb mit entsprechend flacher Böschung, bringt die gröfseren Steine zweckmäfsig an der Oberfläche an, oder schützt diese bei sehr starkem Wasserangriff durch eine regelmäfsige Abpflasterung, die häufig sogar in Mörtel gesetzt wird. Zur Sicherung der gewöhnlichen Steinschüttungen gegen das Losreifsen einzelner Steine haben sich auch die, zuerst bei der Brenner-Bahn zum Schutz von Bahndämmen angewandten, sogenannten Kettensteinwürfe sehr nutzbar erwiesen. Diese bestehen aus der Verbindung von nahezu gleich grofsen Steinblöcken durch etwa 1 m lange, an eingegossenen Haken befestigte Ketten und werden zweckmäfsig in zwei sich kreuzenden Lagen um das zu schützende Bauwerk versenkt, so dafs sie einen netzartigen Überzug über den Steinschüttungen bilden.[474])

Steinschüttungen kommen vielfach in Verbindung mit Spundwänden vor, vorzugsweise in solchen Fällen, wo ohne sie der die Spundwand umlagernde Boden durch heftigen Stromangriff leicht auf gröfsere Tiefen fortgespült und dadurch der Bestand der Spundwand gefährdet werden könnte.

Von welchem Einflufs die Steinschüttungen für Strompfeiler in Flüssen mit leicht beweglicher Sohle und plötzlichen Hochwassern als Schutz gegen Unterspülung sind, zeigen die an sich wenig tiefen, aber mit starken Steinschüttungen versehenen Betongründungen der Weichselbrücken bei Fordon (s. Abb. 20, Taf. IV) und bei Thorn, bei denen sich im Laufe der Zeit die ursprüngliche Gestalt des Strombettes durch die Einwirkung der Hochwasser und des Eises derart geändert hat, dafs die Rinne in allen Stromöffnungen der genannten Brücken gegenwärtig tiefer liegt (s. Abb. 18 u. 19, Taf. IV), als die Unterkante der Betonsohle[475]); trotzdem ist keine Unterspülung der Pfeiler erfolgt. Immerhin kann die daselbst, der angewandten Flachgründung wegen, ausgeführte massenhafte Steinschüttung nicht zweckentsprechend genannt werden, da durch ihre Höhe bis zum Niedrigwasserspiegel und durch ihre aufserordentlich grofse Ausdehnung gerade die tiefen Auswaschungen des Bettes zwischen den Pfeilern her-

---

[474]) Vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 434 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 57.

[475]) Vergl. Mehrtens, Über Flachgründung und Tiefgründung der Brückenpfeiler. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177, welchem Aufsatz die Figuren 18 bis 20, Taf. IV entnommen sind und in welchem gezeigt wird, dafs eine Tiefgründung mittels Druckluft oder Brunnen den Verhältnissen besser entsprochen und sich mindestens ebenso billig gestellt hätte.

vorgerufen sind[476]), abgesehen von den ferneren Mifsständen, dafs ihre jährliche Unterhaltung sehr kostspielig ist und durch sie eine auch für die Schiffahrt hinderliche Versperrung des Stromes stattfindet.

Die Fragen, in welcher Weise durch Steinschüttungen der Schutz der Strompfeiler gegen Unterspülung vorzunehmen ist und welche Teile der Pfeiler dieses Schutzes am meisten bedürfen, sind neuerdings durch die von Prof. Engels in Dresden angestellten Modellversuche[477]) über Auskolkungen wesentlich geklärt worden. Während früher meist angenommen wurde, dafs die Unterspülungen am gefährlichsten am Hinterkopfe der Pfeiler auftreten, hat man schon bei den Überschwemmungen des Jahres 1856 in den Tälern der Loire, des Allier und des Cher in Frankreich, welche den Einsturz mehrerer Brücken zur Folge hatten, die Beobachtung gemacht, dafs durchweg zunächst die stromaufwärts gerichtete Seite der Pfeiler gelitten hatte.[478]) Eine weitere Reihe von Beispielen für die Unterwaschung des Vorkopfes (Muldenbrücke bei Döbeln, Jeetzel-Brücke bei Hitzacker, Karls-Brücke bei Prag und die Eisenbahnbrücke über den piccolo Reno bei Bologna) führt Engels in der genannten Abhandlung an und gibt hierfür auch durch seine, nach dem Vorbilde von Durand-Claye[479]) vorgenommenen umfangreichen Versuche einen Nachweis und eine Erklärung.

Die Modellversuche von Prof. Engels nähern sich insofern mehr, wie diejenigen von Durand-Claye, der Wirklichkeit, als er, statt Fundamentkörper mit geneigten Wandungen, wie Durand-Claye sie anwandte, solche mit lotrechten Wandungen benutzte. Ferner betrug bei Engels die Pfeilerbreite 6 cm, also etwa $^1/_7$ der Lichtweite des 40 cm breiten Gerinnes, während bei Durand-Claye die Pfeilerbreite etwa der Hälfte der Rinne gleichkam. Auch benutzte Engels die verschiedensten Vorkopfformen und Anordnungen, untersuchte geradlinig und zylindrisch begrenzte Körper und machte nicht allein Beobachtungen über die Form der Auswaschungen, sondern auch über die Steinschüttungen selbst und ihren Einflufs auf letztere. Dadurch endlich, dafs die Dauer des Wasserdurchflusses (15 Min.), sowie die übrigen äufseren Umstände (Wassermenge, Wassergeschwindigkeit u. s. w.) bei allen Versuchen die gleichen waren, wurden diese unter sich vergleichbar.

Nach Aufsetzen des 10 cm hohen Pfeilerkörpers und Einbringen einer 7 cm hohen Schicht von Normalsand in das Gerinne wurde die Wasserzuführung so geregelt, dafs nach Öffnen eines Schiebers das Wasser durchaus ruhig in das Gerinne trat und in einer 1,4 cm hohen Schicht mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,446 m in der Sekunde die Rinne durchflofs. Dabei wurde die Beobachtung gemacht, dafs auf eine Sandschicht gesetzte Pfeiler alle am oberen Ende unterspült wurden und stromaufwärts kippten, während bei den auf den Grund der Rinne gesetzten Pfeilern sich ein Kolk bildete, der sich am oberen Kopf stets vertiefte.

Nach 15 Minuten wurde jedesmal der Wasserzuflufs durch Schliefsen des Schiebers abgestellt, worauf mit Hilfe von aus Zelluloid bestehenden Blättern (Durand-Claye hatte Kartonblätter verwendet), die senkrecht oder strahlenförmig vom Pfeiler auslaufenden Profile aufgenommen und aus diesen die Schichtenpläne und Aufrisse abgeleitet wurden. Abb. 23, Taf. IV zeigt die Darstellung des der genannten Quelle entnommenen Beispiels der Auswaschung des Bodens um einen mit dreieckigem Vor- und Hinterkopf versehenen parallelepipedischen Pfeiler.

Die Versuche mit Steinschüttungen wurden von Engels in der Weise hergestellt, dafs das Sandbett unmittelbar an den Hinterkopf herantretend angeordnet wurde, während längs der übrigen Pfeilerbegrenzung eine den Auswaschungsergebnissen entsprechende Höhlung bis zur Oberfläche der Sandschicht, aber nicht darüber hinaus, mit vollkommen wagerecht abgeglichenem Kies von etwa 6 mm Korngröfse ausgefüllt wurde (s. Abb. 24, Taf. IV).

---

[476]) Vergl. Engels, Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 236.

[477]) Engels, Schutz der Strompfeiler-Fundamente gegen Unterspülung. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407 ff.

[478]) Vergl. daselbst und Ann. des ponts et chaussées 1856, II. S. 103 u. 405, sowie Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 238.

[479]) Ann. des ponts et chaussées 1873, I. S. 467.

Sämtliche Versuche zeigten, dafs die Gefahr der Unterspülung bei Brückenpfeilern stets an den Vorköpfen erheblich gröfser ist, als an den Hinterköpfen. Die Versuche mit Steinschüttungen ergaben, dafs die in Abb. 24 gezeigte Anordnung des Steinwurfs den Pfeiler vollkommen vor Unterspülung zu schützen imstande ist. Bei *b b* bildeten sich stets die tiefsten Rinnen. Sobald der Steinwurf erhöht wurde, nahmen diese Rinnen an Tiefe zu, was ein Nachstürzen der Steine auf den Pfeilerlängsseiten zur Folge hatte. Stets war der stärkste Angriff auf den Steinwurf am Vorkopf, bei dem Beispiel in Abb. 24 in den Punkten *a a*, am stärksten beim parallelepipedischen Kopf, am schwächsten beim halbkreisförmigen.

Die Gesamtergebnisse seiner Versuche fafst Engels folgendermafsen zusammen:

a) Die Notwendigkeit, den Hinterkopf der Pfeiler durch Steinwurf gegen Unterspülung zu schützen, nimmt unter sonst gleichen äufseren Umständen in etwa demselben Mafse ab, als das Verhältnis der Pfeilerlänge zur Pfeilerbreite zunimmt.

b) Bei dreieckigen Vorköpfen ist besonders der Übergang aus dem Vorkopf in die Pfeilerlängsseiten durch Steinwurf zu schützen; es sind daselbst die schwersten Steine auszuwerfen.

Die Zuschärfung der Vorkopfspitze hat einen wesentlichen Einflufs auf die Verminderung der Auskolkung.

c) Bei runden Vorköpfen ist besonders der stromaufwärts gelegene Teil des Vorkopfes zu schützen.

d) Die Form des Hinterkopfes hat auf die Gestaltung der Auswaschung keinen Einflufs von praktischer Bedeutung.

e) Der Steinwurf ist nicht über die Flufssohle hinaus zu erhöhen, dafür aber bis in gehörige Tiefe, wenn nötig unter vorhergehender Ausbaggerung, hinabzuführen.

Bei Beachtung obiger Grundsätze kann man nach Engels mit einem Mindestaufwande an Anlage- und Unterhaltungskosten die Standsicherheit eines Pfeilers herbeiführen, ohne gleichzeitig den durch den Pfeiler bewirkten Aufstau unnötig zu vermehren, wodurch namentlich der Schiffahrt ein wesentlicher Dienst geleistet wird. Sollten sich in obiger Weise angeordnete Steinschüttungen als nicht ausreichend erweisen, so dürften sie durch Bettungen (s. unten) oder Grundschwellen zu ergänzen sein, welche, die unterhalb der Pfeiler anstehenden Sohlenrücken miteinander verbindend, die zwischen den Pfeilern befindlichen Auswaschungsrinnen der Quere nach abschneiden.

3. Faschinenwerke[480]), welche teils als gewöhnliche Faschinen durch aufgebrachte Belastungen versenkt, besser aber als eigentliche Senkfaschinen und Sinkstücke mit eingebundenen Steinen (bezw. Kies) verwandt werden, haben eine ähnliche Wirkung wie die Steinschüttungen und behalten neben diesen, trotz ihrer Vergänglichkeit, zum Schutz gegen Unterspülungen besonders in solchen Gegenden ihre Bedeutung, wo Schüttsteine schwer zu beschaffen oder zu kostspielig sind, Buschwerk dagegen leicht zu haben ist. Ein Beispiel von Faschinenschutzwerken in Verbindung mit Steinpflasterungen zeigt der Bau des Leuchtturms in der Unterweser.[481]) In aufserordentlich grofsen Abmessungen sind Faschinenwerke gelegentlich der Pfeilergründung für die Mississippibrücke bei Memphis zur Ausführung gekommen. Die tragfähige Tonschicht befand sich erst in

[480]) Über die Herstellung der Faschinen vergl. Teil III, Kap. XI, § 10 u. 11.

[481]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 479 und 1858, S. 501.

größerer Tiefe unter der aus leicht beweglichem groben Sande bestehenden Flußsohle. Um Spülungen in der Nähe der Pfeiler zu vermeiden, wurden daher vor dem Versenken der aus Yellow-Pine-Holz gezimmerten, mittels Druckluft abgesenkten Kasten, auf der Baustelle Sinkstücke (Matratzen) von 122 m Länge und 73 m Breite aus Weidenfaschinen hergestellt und versenkt. Auf diese setzten dann die Senkkasten auf, um zunächst die Sinkstücke zu durchbrechen, welche mit ihren unversehrt gebliebenen Teilen die Grundbauten gegen Unterspülungen schützten. Diesem Mittel wird im wesentlichen der glatte und schnelle Fortgang der Gründungsarbeiten zugeschrieben.[482])

4. **Pfahlwerke** werden in Verbindung mit Steinschüttungen und Faschinen gleichfalls als Schutz gegen Unterspülungen verwendet, indem man den Grundbau mit einer oder mehreren Reihen von Pfählen umgibt und die Zwischenräume mit Steinen oder Faschinen ausfüllt. Durch die Pfähle werden die zwischen sie gefüllten Steine oder Faschinenpackungen in ihrer Lage gesichert und die Schutzwerke können, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, eine steilere Böschung erhalten.

5. **Bettungen.** Außer den vorerwähnten Schutzmitteln zur unmittelbaren Sicherung der Fundamente gegen den Stromangriff werden häufig zwischen den einzelnen Grundbauten im ganzen Bereich des Bauwerks Befestigungen der Sohle des Wasserlaufs nötig, um auf weitere Entfernung einer Vertiefung des Bettes, welche allmählich fortschreitend den Grundbauten gefährlich werden könnte, vorzubeugen. Diese sogenannten „Bettungen“ können in verschiedenster Weise hergestellt werden.

Eine der gebräuchlichsten Arten sind die Pflasterungen, oder das sogenannte Herdpflaster, das namentlich bei Durchlässen und sonstigen Bauwerken in kleineren Wasserläufen verwendet wird. Ihre Abmessungen und die Art der Unterbettung richtet sich nach der Heftigkeit des Stromangriffes. Um die durch Auswaschen einzelner Steine leicht entstehenden Beschädigungen einzuschränken, pflegt man das Herdpflaster durch tiefer reichende Quermauern, Herdmauern, zu unterbrechen und solche auch an den Ein- und Ausläufen anzuordnen. Zwischen diesen Herdmauern bildet dann das Pflaster einzelne für sich geschützte Abteilungen, so daß eintretende Beschädigungen in der Regel auf kurze Strecken beschränkt bleiben. Die mehr oder weniger sorgfältig bearbeiteten Steine werden bei dem einfachen Herdpflaster meist in Ton gesetzt. Anstatt der Herdmauern werden oft Spundwände, besonders am Ein- und Auslauf, ausgeführt.

Bei sehr starkem Stromangriff wendet man den gemauerten Herd an, gewöhnlich in Form eines Sohlengewölbes, dem man in geeigneten Fällen eine Unterlage von Sand, nach Entfernung etwa vorhandener loser Erdschichten, auch eine solche von Steinen, Beton, oder eine Unterstützung durch Pfahl- oder Schwellrost gibt. Die Ausführung, welche wegen der dabei erforderlichen Trockenlegung der Baugrube oft schwierig wird, geschieht wie bei den anderen Gründungen im Wasser (vergl. die §§ 24 u. 26).

Um die Arbeit zu vereinfachen und das Wasserschöpfen zu sparen, wählt man statt des gemauerten Herdes wohl auch eine Betonschüttung.

In Verbindung mit Pfahl- und Schwellrosten kommen auch hölzerne Böden vor. die aber behufs dauernden Bestandes stets unter Wasser bleiben müssen. Die Pfähle werden unter dem Boden zweckmäßig mit dem Stammende nach unten eingeschlagen,

---

[482]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 108; Railroad gazette 1893, S. 713 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 57.

um ein Auftreiben durch hydrostatischen Druck zu verhüten. Am Ein- und Auslauf begrenzt man die hölzernen Böden durch Spundwände.

Bei gröfseren Wassertiefen verursacht die Ausführung der vorerwähnten Bettungen in Flüssen oft erhebliche Schwierigkeiten und Kosten. Wo daher Befestigungen der Flufssohle in grofser Ausdehnung nötig werden, greift man meist zu anderen Mitteln. Im § 31 (S. 203) ist bereits die Sicherung einer aus leicht beweglichem Sande bestehenden Flufssohle durch etwa 0,6 m starke Lagen Ton, in welche Bruchsteine verschiedener Gröfse gebettet wurden, erwähnt. Oft begnügt man sich auch mit einfacher Überdeckung des Grundes mit Steinen.

Eine andere häufig vorkommende Befestigung ist die durch einen Herd aus Faschinen, den man am besten aus Senkfaschinen oder Sinkstücken herstellt, die am Lande angefertigt, zwischen Kähnen an ihre Stelle geführt und regelmäfsig nebeneinander versenkt werden. Neuerdings sind für solche Zwecke auch Betonsenkwalzen verwendet worden.[485])

II. Fundamentabsenkung und Tiefgründung.

§ 35. Pfahlrostgründung. Der Holz-Pfahlrost (stehender Rost), dem sich in neuerer Zeit der Betonpfahlrost zur Seite stellt, findet in folgenden Fällen Anwendung:

a) Wo unter nachgiebigen Bodenschichten fester Baugrund in solcher Tiefe liegt, dafs man ihn mittels Rostpfählen erreichen und durch sie die Last des Bauwerks übertragen kann. Er hat hier seine eigentliche Bedeutung,

b) wo der feste Baugrund nicht zu erreichen ist und man die oberen Bodenschichten durch Eintreiben von Pfählen so weit verdichten will, dafs sie genügenden Widerstand gegen das weitere Eindringen der Pfähle unter der Last des Bauwerks leisten,

c) wo der Baugrund in den oberen Schichten zwar tragfähig, aber leicht beweglich ist, wie Sand u. s. w., woher die gewöhnliche Umschliefsung des Grundbaues mit Spundwänden und Steinschüttung nicht hinreichende Sicherheit gegen Unterspülung bietet und man deshalb die Last des Bauwerks auf tiefer liegende Schichten übertragen will.

Jeder Holz-Pfahlrost mufs in solcher Tiefe angeordnet werden, dafs sämtliches Holzwerk beständig unter dem niedrigsten Wasserstande bleibt. Gegen seitliche Bewegungen wird der Pfahlrost am besten gesichert, wenn er sich möglichst wenig über dem Boden (dem Flufsbett) erhebt (tiefer Pfahlrost). Der Kostenersparung wegen legt man ihn indessen häufig höher (hoher Pfahlrost) und sichert ihn durch Steinschüttungen, Faschinen und Schrägpfähle in seiner Lage.

1. Tiefliegender Holz-Pfahlrost, insbesondere nach seiner älteren, in Deutschland meist üblichen Anordnung.

Die Pfähle (Rost- und Grundpfähle), meist 0,2 bis 0,3 m stark, werden in einzelnen Reihen eingerammt, deren Abstand von Mitte zu Mitte sich nach der Stärke der Pfähle und nach der Last, welche sie zu tragen erhalten, richtet. Er schwankt gewöhnlich zwischen 0,7 und 1,2 m, während der Abstand der einzelnen Pfähle jeder

---

[485]) Siehe: Verwendung von Betonsenkwalzen (Herstellungsweise Feuerlöscher) zum Schutz und zur Ausbesserung ausgewaschener Fundamente, Beton und Eisen 1906, S. 11.

Reihe in der Richtung der Grundschwellen $^1/_4$ bis $^1/_3$ mehr betragen kann, also 0,9 bis 0,5 m. Die Pfähle werden so einander gegenübergestellt, dafs sie die Ecken eines Rechtecks bilden (s. Abb. 173), seltener in Versatz angeordnet (s. Abb. 174 und vergl. unter 2. a.).

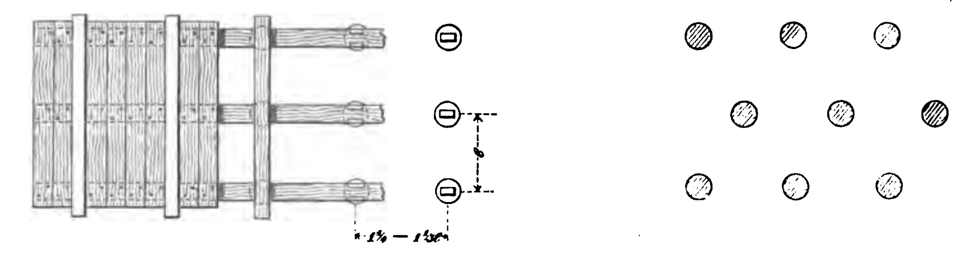


Abb. 173. *Pfahlrost mit gleichlaufenden Pfahlreihen.* Abb. 174. *Versetzt angeordnete Pfähle.*

Jede Pfahlreihe trägt einen Holm (Rostschwelle, Grundschwelle), dessen Stärke von der zu tragenden Last und der Entfernung der Pfähle abhängt, die aber selten weniger als 0,25 m beträgt; die üblichen Abmessungen liegen zwischen $^{20}/_{25}$ und $^{25}/_{30}$ cm. Die Holme werden nach dem älteren Verfahren mit den einzelnen Pfählen durch Zapfen verbunden. Wo ein Auftrieb stattfinden kann, wie z. B. bei Schleusenböden, läfst man einzelne Zapfen ganz durchgehen und verkeilt sie von oben. Die Stöfse der Holme werden verwechselt, stumpf über den Pfählen angeordnet und durch seitlich angenagelte eiserne Schienen gesichert.

Über die Rostschwellen werden in gleichen Abständen wie die der Pfähle, oft auch in gröfserer Entfernung, Zangen oder Querschwellen, etwa 0,15 m breit, 0,17 bis 0,2 m hoch, gelegt und mit ihnen verkämmt, wobei die Rostschwellen möglichst wenig geschwächt werden dürfen. Man ordnet sie deshalb auch häufig zwischen den Pfählen an, um sie nicht da mit den Rostschwellen zu verbinden, wo letztere schon durch die Nuten, bezw. Zapflöcher geschwächt sind.

Zwischen den Zangen und ihnen gleichlaufend werden Bohlen von 8 bis 10 cm Stärke auf die Rostschwellen gebracht und mit Nägeln befestigt. Damit ihre Oberfläche in die gleiche Höhenlage mit den Zangen kommt, müssen letztere um das Mafs, um welches sie stärker sind, als die Bohlen, mit den Grundschwellen verkämmt sein. Häufig läfst man indessen die Zangen über den Bohlenbelag hervorragen, worüber näheres unter 2.c.

Der Raum unter dem Belag, der zum Abschneiden der Pfahlköpfe und zum Anarbeiten der Zapfen entsprechend tief auszugraben oder hohl zu lassen ist, wird, nach beendetem Rammen und Zurichten des Belags, mit Ton ausgeschlagen, bezw. ausgemauert, betoniert oder mit Steinen ausgefüllt. Nach dem Aufbringen des Belags ist der Rost zur Aufnahme des Mauerwerks fertig.

a) Über die Rostpfähle ist bereits im § 4 ausführlich gesprochen, namentlich auch im § 13 über ihre Tragfähigkeit. Die Richtung, in welcher die Rostpfähle eingerammt werden, mufs möglichst der Druckrichtung der zu stützenden Last entsprechen. Bei Widerlagern, Futtermauern u. s. w. empfiehlt es sich daher, die Pfähle schräg einzurammen (s. Abb. 25, Taf. V) und auch den Rostbelag geneigt anzuordnen, wie dies namentlich bei englischen Bauten geschieht (s. Abb. 20 u. 26, Taf. V). Sehr zweckmäfsig kann es auch sein, einen Teil der Pfähle lotrecht, die übrigen schräg anzuordnen,

besonders da, wo ein Gleiten des Mauerwerks befürchtet werden könnte. Die bei lotrechter Stellung der Pfähle gegen seitlichen Druck angewandte Verankerung des Rostes oder das Eintreiben einzelner Schrägpfähle (s. Abb. 21, Taf. V und Abb. 9 u. 11, Taf. VI) ist weniger wirksam.

Das zu den Pfählen verwendete Holz ist meist Nadelholz, seltener Eichen-, Buchen-, Ellernholz u. s. w. Für die Rostschwellen, welche einen Druck quer zur Faserrichtung auszuhalten haben, ist bei starker Belastung Eichen- oder ein anderes festes Holz vorzuziehen.

b) Für die Grundrifsanordnung des Pfahlrostes ist die Form des darauf zu setzenden Grundmauerwerks bestimmend. Am einfachsten gestaltet sich die Anordnung bei rechteckigem Grundrifs des Rostes, wie er bei Brückenpfeilern häufig vorkommt. Bei dem in Abb. 16, Taf. V dargestellten Beispiel für einen Widerlagspfeiler mit rechtwinkelig sich anschliefsenden kurzen Flügeln sind für letztere die Rostschwellen parallel denen des Pfeilers gelegt und über diese die Querschwellen des Pfeilers fortgesetzt.

Abb. 17, Taf. V zeigt den Rost für ein Widerlager mit schrägen Flügeln. Die Rostschwellen für letztere sind hier in der Längenrichtung der Flügel angeordnet und mit denen des Widerlagers abwechselnd zusammengeschoben, um beide Teile gut zu verbinden. Die Querschwellen sind rechtwinkelig dazu gelegt.

Häufig läfst man auch beim Anschlufs eines Seitenteiles an den Hauptteil die Grundschwellen der einen Richtung als Zangen über die der anderen Richtung übergreifen und erhält dadurch verschiedene Höhenlagen für die Rostbeläge beider Teile (s. Abb. 18 u. 19); die Ausführung wird dadurch einfacher als in dem vorigen Falle.

c) Die Reihenfolge der Arbeiten bei Herstellung eines Pfahlrostes richtet sich danach, ob bei der Beschaffenheit der Baustelle es vorzuziehen ist, die Rammarbeiten im Trockenen vorzunehmen oder nicht. Im ersteren Falle kommt es zunächst auf die Umschliefsung der Baugrube an, bezw. auf die Herstellung der dazu erforderlichen Fangdämme. Die Baugrube wird danach unter Wasserschöpfen bis zur erforderlichen Tiefe ausgehoben, auf ihre Sohle werden die Rammbühnen gelegt und sodann die Spundwände und die Rostpfähle geschlagen. Die nächste Arbeit ist das Abschneiden der Pfähle und, wenn erforderlich, das Anarbeiten der Zapfen (vergl. Abb. 1, 2, 6, 23 u. 24, Taf. V).

Um bei wagerechter Anordnung des Rostbelags in einfacher Weise die gleiche Höhenlage für die Auflager der Grundschwellen festzulegen, kann man das Wasser in der Baugrube ansteigen lassen und seine Spiegelfläche in der betreffenden Höhe an den Pfählen anzeichnen. Nach Bearbeitung der Pfahlköpfe werden die Grundschwellen aufgebracht, darauf die Zangen und zuletzt die Bohlen nach vorheriger Ausfüllung der Zwischenräume zwischen den Pfählen. Stehen einzelne Pfähle so weit aus der Flucht, dafs sie von den Grundschwellen nicht getroffen werden, so mufs man an ihren Seiten Knaggen befestigen.

Soll das Einrammen der Pfähle vor Trockenlegung der Baugrube vorgenommen werden, so kann man von schwimmenden Gerüsten aus zunächst die Pfähle der Spundwände und der später auszuführenden Fangdämme schlagen, um diese zu den festen Rammrüstungen für das Eintreiben der Rostpfähle zu benutzen. Nach dem Einrammen der Pfähle erfolgt die Umschliefsung der Baugrube, dann die Trockenlegung und die Ausführung der übrigen Arbeiten in der vorher angegebenen Reihenfolge.

In allen Fällen mufs das Legen des Rostes schnell geschehen, um die Zeit des tiefen Ausschöpfens möglichst abzukürzen. So weit als tunlich sind deshalb die Verbandhölzer vorher auf dem Lande zuzurichten. Auf den Belag des Rostes kann das Mauerwerk in hydraulischem Mörtel ohne weiteres aufgesetzt werden.

d) Zur Sicherung gegen Unterspülung ist in vielen Fällen die Umschüttung der Pfähle mit Steinen ein ausreichendes Mittel. Perronet hat dies bei seinen Brückenbauten meist angewandt (Abb. 4, Taf. V).

In Deutschland ist es gebräuchlicher, Spundwände zu schlagen, die schon während des Baues von Nutzen sein können, indem sie die gröfseren Quellen abhalten und auch wohl zu Fangdämmen verwendet werden. Zu letzterem Zweck läfst man sie anfangs höher hinaufragen und schneidet sie später ab (s. Abb. 6 u. 8, Taf. V).[484]) Häufig soll die Spundwand ferner das Erdreich gegen seitliche Bewegungen sichern und Wasseradern unter dem Bauwerk abschliefsen.

Ein Beispiel hierfür zeigt die Wiederherstellung der versackten Ufermauer in Brunsbüttel[485]) (s. Abb. 7 u. 8, Taf. VI). Die Pfahlroste der Kaimauern waren hier so hoch hinaufgeführt worden, dafs die Mauerhöhe selbst im Binnenhafen auf 5,3 m, im Vorhafen auf 6,5 m sich beschränkte und dementsprechend auch das Gewicht der Mauer nur gering ist. Ferner sind die Pfahlroste im Verhältnis zur Mauer sehr breit, beide auf rd. 7 m angelegt. Bei dieser Breite steigt der gewachsene Boden in flacher Böschung von der Hafensohle bis an die Unterkante des Rostbelages hinauf. Die hinter dem Rost angebrachte Spundwand steht daher unterhalb des Rostbelages ganz in gewachsenem Boden und hat also bei dem in ganzer Länge durchgehenden Rost der Vorhafenmauer einen Erddruck nicht aufzunehmen, bei der Binnenhafenmauer nur in dem Teil, der zwischen den Pfeilern und über der Höhe des Rostbelages die Bogenfelder abschliefst. Nachdem nach Fertigstellung der Mauer mit der Vertiefung des Binnenhafens in einem Abstande von 7,5 m vom Fufs der Mauer begonnen worden war, bemerkte man am 27. Juli 1893 hinter der Ufermauer in dem Hinterfüllungsboden eine Senkung, die langsam, aber stetig zunahm, während gleichzeitig die Hafensohle sich von der Mauer langsam hob. Plötzlich erfolgte am Nachmittage desselben Tages eine starke Bewegung des ganzen Erdkörpers, in welchem die Mauer stand, und eine Mauerstrecke von etwa 170 m Länge war bis zu 2,8 m vorgeschoben und bis zu 3 m herabgedrückt worden (s. Abb. 7, Taf. VI), wobei sämtliche Pfahlroste in sich und im Verhältnis zur aufruhenden Mauer unversehrt geblieben waren. Bohrungen ergaben die in Abb. 7 dargestellte Schichtung[486]), wobei die unteren Schichten zum Teil so weich waren, dafs der Bohrer schon durch das Gewicht des Gestänges allein eindrang und der Inhalt des Bohrlöffels beim Aufziehen herausflofs. Diese weiche, schlammige und dabei fette Schicht lagerte nahe über einer festen Sandschicht in einer mittleren Stärke von 1 m und zwar in einer Tiefe, in welche die Pfähle des Pfahlrostes nicht hinein reichten und hatte den Mauereinsturz dadurch herbeigeführt, dafs sie nach Aufbruch der Hafensohle seitwärts entweichen konnte und dadurch der darüber lagernde, den Pfahlrost mit der Ufermauer tragende Boden seine Unterstützung verlor. Da erneute Belastungen keine weiteren Senkungen oder Verschiebungen der Mauer herbeiführten, wurde beschlossen, die gesackte Mauer als Unterbau für eine neue Stirnmauer zu benutzen. Um jedoch Wiederholungen des eingetretenen Unfalls vorzubeugen, ordnete man vor und hinter der Mauer eine Pfahlwand, bezw. einen Pfahlrost an (s. Abb. 8, Taf. VI), die beide mindestens 1 m tief in die feste Sandschicht hinabreichten.[487])

Die Pfahlwand, welche, die weiche Schicht abschneidend, hauptsächlich darauf hinwirken sollte, die Bewegung der schlammigen Masse nach dem Hafen hin unmöglich zu machen, wurde so nahe an die Mauer herangerückt, als es die vortretenden Schrägpfähle gestatteten. Um die späteren Baggerarbeiten nicht zu verhindern, sind ferner die Köpfe der Pfähle bis auf 0,5 m unter die planmäfsige Hafensohle hinuntergejungfert worden.

Der Pfahlrost hinter der Mauer soll die weiche Schlammschicht entlasten, indem durch ihn das Gewicht der hinter der Mauer lagernden Bodenmassen auf den festen Sanduntergrund übertragen wird.

Abb. 8, Taf. VI stellt denjenigen Querschnitt der Mauer dar, in welchem sowohl die gröfste Verschiebung als auch die gröfste Versackung eingetreten ist. Die dunkel schraffierten Flächen zeigen

---

[484]) Abb. 6 zeigt die Anordnung vom Bau des Neisse-Viadukts bei Görlitz.

[485]) Vergl. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526 ff.

[486]) Daselbst S. 532.

[487]) Daselbst S. 534.

das Mauerwerk, das von dem ursprünglichen Querschnitt wieder benutzt wurde, die gerissen schraffierten Flächen den abzubrechenden Teil und die hell schraffierten Flächen den Querschnitt der neuen Stirnmauer. Der vordere Teil des alten Pfahlrostes mufste entfernt werden, woher die vier Pfosten der vordersten Pfahlreihe dicht über dem Boden abgeschnitten, die Querholme gekürzt und der äufsere Längsholm entfernt wurden.

Wo die Spundwand nur zum äufseren Schutz des Rostes dient, ist es am gebräuchlichsten, sie getrennt vom Rost anzuordnen (s. Abb. 6 u. 8, Taf. V). Ihre Tiefe ist dabei unabhängig von der des Rostes, mufs aber genügend grofs sein, um ein Unterwaschen unmöglich zu machen. Steht ein Überweichen der Spundwand etwa infolge des Erddrucks zu befürchten, so kann man sie durch Rostanker mit den Querschwellen des Rostes verbinden, die an letztere mit Nägeln befestigt und aufserhalb der Wand mit Muttern festgeschraubt werden (s. Abb. 9). Soll sie aber auch mit zum Tragen dienen, was namentlich bei Futtermauern häufig beabsichtigt wird, so ist es zweckmäfsig, die Spundbohlen bei ausreichender Stärke (etwa 20 bis 25 cm) ebenso tief wie die Pfähle reichen zu lassen. In solchen Fällen stellt man die Wand den Pfählen möglichst nahe und läfst die Zangen und Bohlen des Rostes über die Spundwand reichen, setzt letztere auch wohl dicht an die Pfähle und verbindet die Holme beider durch eiserne Bolzen (s. Abb. 11).

Um die Ausführung zu vereinfachen, hat man die vorderen Rostpfähle mit Nuten versehen und zwischen ihnen die Spundbohlen eingesetzt (s. Abb. 10). Diese hauptsächlich in Frankreich mehrfach angewandte Ausführungsart erschwert indessen die Herstellung der Spundwand.

Zuweilen hat man auch die vordere Pfahlreihe ganz fortgelassen und an deren Stelle die Spundwand gesetzt, u. a. bei den Docks zu Hull (s. Abb. 20, Taf. V).

Wo die Spundwand wesentlich den Zweck hat, das Nachsinken des Erdreichs zu verhüten und den Seitendruck auf die Rostpfähle zu übertragen, steht sie bisweilen hinter der ersten Pfahlreihe (s. Abb. 12). Mehr zu empfehlen ist indessen in solchem Falle die Anordnung hinter dem Rost nach Abb. 21 und die gleichzeitige Sicherung gegen Überweichen durch Einsetzen von Strebepfählen. (Schrägpfähle s. unten unter 3. e., S. 231.)

Bei Schleusen, Wehren und ähnlichen Anlagen dienen die Spundpfähle zum Abschliefsen von Wasseradern und zur Verhinderung der Wasserbewegung unterhalb des Rostbelages. Sie werden dabei unter dem Rost und mit diesem oft fest verbunden angeordnet, teils neben einer Pfahlreihe, teils gleichzeitig als Ersatz einer solchen und dann auch zum Tragen bestimmt. Bei Fachbäumen für Wehre u. s. w. kommt häufig eine Verbindung nach Abb. 15 vor. Über die Ausführung der Spundwände vergl. § 6 u. 7.

2. Abweichende Ausführungen beim Holz-Pfahlrost. An Abweichungen von den bisher erörterten Ausführungen sind folgende zu erwähnen:

a) Die Pfähle der einzelnen Reihen stellt man nicht einander gegenüber, sondern versetzt sie, um sie in gleichen Abständen voneinander anordnen zu können. Der Zweck, den Boden zu verdichten, wird damit besser erreicht (s. Abb. 174, S. 121 u. Abb. 24, Taf. V).

b) Die Holme werden auf den Rostpfählen nicht mittels Nut und Zapfen, sondern mit Holzschrauben oder langen Nägeln befestigt. Die Auflagerung der Grundschwellen auf die Pfähle wird dadurch eine vollkommenere, weil es bei der Anarbeitung der Zapfen kaum möglich ist, diese so genau auszuführen, dafs die ganze Berührungsfläche zwischen Pfahl und Holm zum Tragen kommt (s. Abb. 7, Taf. V, neue Londonbrücke).[488])

---

[488]) Bei der 1872/75 erbauten Elbbrücke bei Pirna hat man Holzschrauben angewandt und diese 40 cm lang, 3 cm stark gemacht. — Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

c) Die Zangen werden nicht so tief mit den Grundschwellen verkämmt, daſs ihre Oberfläche, wie in Abb. 13, mit der des Bohlenbelages in gleiche Höhe zu liegen kommt, sondern sie ragen über letztere hervor (s. Abb. 14, Taf. V). Bei Herstellung des Grundmauerwerks in Backsteinen macht man diesen Vorsprung meist der Stärke einer Backsteinschicht gleich. Zweck dieser Anordnung ist, die Zangen weniger zu schwächen. Der mitunter angeführte weitere Vorteil, daſs eine Verschiebung des Mauerwerks auf dem Rostbelage damit besser verhindert werde, ist nur selten von Bedeutung.

d) Die Zangen werden, nach der besonders in Frankreich üblichen Ausführungsweise, ganz fortgelassen und die Grundschwellen ebensowohl in der Längsrichtung, wie der Quere nach gelegt. Da hierbei an die Stelle jeder Querschwelle eine bedeutend schwächere Bohle tritt, so wird an Kosten gespart.

Da die Zangen die Langschwellen in gleichen Abständen erhalten und ihr Ausweichen nach der Seite verhindern sollen, diese Bewegung aber nur selten zu befürchten ist, auſserdem ein Querverband durch den Bohlenbelag erreicht wird, so erscheint das Fortlassen der Zangen in den meisten Fällen statthaft. Perronet hat in solchen Fällen ein starkes, an den Ecken überblattetes Rahmholz um den Rost gelegt und in dieses die einzelnen Grundschwellen schwalbenschwanzförmig eingelassen (vergl. Abb. 4 u. 5, Taf. V, Brücke bei Neuilly; auch Abb. 3, Alma-Brücke in Paris, erbaut 1854/55).

e) Eine erhebliche Verminderung der Gründungskosten wird durch das bei geringem Stromangriff und für unwichtigere Bauwerke zuweilen angewandte Verfahren, den Rostbelag zu versenken, herbeigeführt, indem dabei Fangdämme und Wasserschöpfen ganz wegfallen. Die Pfähle werden hierzu unter Wasser in richtiger Höhe abgeschnitten und die Räume zwischen ihnen sorgfältig verfüllt, wobei ähnliche Vorsichtsmaſsregeln wie bei der Senkkastengründung (§ 31, S. 202) zu beachten sind. Der Rostbelag kann im ganzen verbunden, herbeigeflöſst und zwischen Leitstangen durch Aufbringen einer Belastung versenkt werden. Vorher eingesetzte Nägel werden mittels eines Aufsetzers in die Pfähle eingeschlagen und dadurch die Belaghölzer vorläufig befestigt. Nach richtiger Lage des Belages können dann die Steine der untersten Mauerschicht unter Wasser, welches natürlich nur niedrig über dem Belage stehen darf, versetzt und die Fugen nachträglich mit hydraulischem Mörtel ausgegossen werden, worauf das weitere Mauerwerk in gewöhnlicher Weise hergestellt wird.

Der Rostbelag kann auch stückweise auf die Pfähle gebracht werden, indem zuerst die Schwellen zwischen Leitstangen versenkt und mit den Pfählen befestigt werden, worauf in gleicher Weise mit dem aus einzelnen Tafeln bestehenden Bohlenbelag verfahren wird.

f) Zuweilen fehlt der Bohlenbelag und das Mauerwerk ruht unmittelbar auf den Grund- und Querschwellen. Es wird damit beabsichtigt, das Mauerwerk in Verbindung mit den Rostfeldern zu bringen, um alle leeren Räume zu vermeiden.

g) Es werden sowohl die Belagbohlen, wie auch die Verbandhölzer des Rostes fortgelassen und das Mauerwerk stützt sich unmittelbar auf die Pfähle. Bei zusammenpreſsbarem Boden läſst man um die Pfähle und auch über ihnen einen Spielraum, so daſs eine gewisse Bewegung eintreten kann, ohne daſs dadurch das Bauwerk in seinem Zusammenhange gestört wird. Bei nachgiebigem Boden hat dieses Verfahren manche Bedenken, dagegen wird es bei der Vereinigung des Holz-Pfahlrostes mit der Betongründung und besonders in solchen Fällen mit Vorteil angewandt, wo der Pfahlrost nur den Zweck hat, bei etwa eintretenden Unterspülungen des an sich tragfähigen, aber leicht beweglichen oberen Bodens die Last des Bauwerks alsdann auf tiefere

Schichten zu übertragen und so im Notfall als Stütze zu dienen. (Vergl. Holzpfahlrost mit Betondecke, S. 231, Abb. 42, Taf. II und Abb. 22, 23 u. 25, Taf. V.)

3. Hoher oder hoch liegender Holz-Pfahlrost. Statt eines niedrigen Pfahlrostes wird in manchen Fällen ein hoher angeordnet, der dann bis nahe unter den niedrigsten Wasserstand reicht. Für Brückenpfeiler kommt diese Anordnung seltener (ein Beispiel zeigt die Gründung der Alma-Brücke in Paris, Abb. 3, Taf. V), für Kaimauern und Molen dagegen häufiger zur Anwendung (s. die Abb. 1 bis 11, Taf. VI), weil durch das höhere Hinaufragen der Pfähle die Mauermasse eine geringere zu sein braucht, wodurch die vom Pfahlrost zu tragende Last verkleinert wird.

Eine Umschliefsung der Baugrube findet meist auch hier statt, es wird aber wegen der geringeren Wassertiefe über der Fundamentsohle der Wasserdruck geringer und infolge dessen die Ausführung einfacher und weniger kostspielig.

Da bei der hohen Rostlage die Pfähle erheblich über den festen Boden hervorragen, so sind sie nicht allein auf Knicken beansprucht und in diesem Sinne zu berechnen, sondern es wird auch noch die Aufwendung besonderer Mittel erforderlich, um sie in ihrer Stellung zu sichern und zwar:

a) Vorherige Verdichtung des Bodens durch Sandschüttungen und etwaige spätere Anwendung einer die Pfahlköpfe zusammenhaltenden Betondecke (s. unter 4., S. 231).
b) Rahmenartige Führungskasten, welche durch Belastung mit Steinen versenkt werden und in ihren offenen Teilen zur Aufnahme und sicheren Führung der einzurammenden Pfähle dienen.
c) Steinschüttungen, welche nach dem Einrammen der Pfähle zwischen den vorragenden Pfahlköpfen ausgeführt werden.
d) Faschinen, welche vor dem Einrammen der Pfähle versenkt werden.
e) Anwendung von Schrägpfählen und Verankerungen.

a) Verdichtung des Bodens. In einem Moorboden werden die Pfähle, selbst wenn sie bis in den festen Boden reichen, nur eine geringe seitliche Widerstandskraft zeigen, weil der halbflüssige Zustand des Bodens ein seitliches Ausweichen gestattet und selbst, wenn ein solcher Pfahlrost mit der Rostdecke in den Schlammboden zu stehen kommt, ist er in ähnlicher Lage wie ein hoher Pfahlrost und als solcher anzusehen. Wesentlich verbessert wird die Standfähigkeit eines solchen Pfahlrostes daher durch eine Verdichtung der oberen Schichten, wobei in gewissen Fällen noch Verstrebungen, Anbringungen von Herdmauern, Bettungen u. s. w. von Nutzen sein können, wie nachstehende Beispiele zeigen.

α. Für unbedeutendere Brücken der Eisenbahn von Lorient nach Nantes[489]) in Frankreich hat man, wenn die Brücken aufserhalb des Flufslaufes ausgeführt werden konnten und der Felsen tiefer als 4 bis 5 **m** unter dem Boden lag, zunächst den Bauplatz überschüttet, als wenn es sich um die Herstellung eines Dammes statt einer Brücke handelte, dann nach erfolgter Verdichtung des Untergrundes den Damm wieder entfernt und in dem verdichteten Boden einen Pfahlrost hergestellt.

Bei einer Brücke von 15 **m** Breite mit eisernem Überbau mufste, obwohl zwischen den Rosten der Widerlager eine Verstrebung angebracht war, noch ein Herdmauerwerk in Beton von 1 **m** Stärke zwischengebracht werden, da eine Verdrehung der Pfeiler in der Weise eintrat, dafs sie sich unten etwas näherten und oben voneinander entfernten. Dies tritt insbesondere dann leicht ein, wenn die Verdichtung des Bodens durch die künstliche Belastung nicht tief genug hinabreicht und die unteren Schichten in zu grofser Ausdehnung weich bleiben. Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen, eine erhebliche Belastung durch Überschüttung zu erzeugen und diese längere Zeit einwirken zu lassen.

---

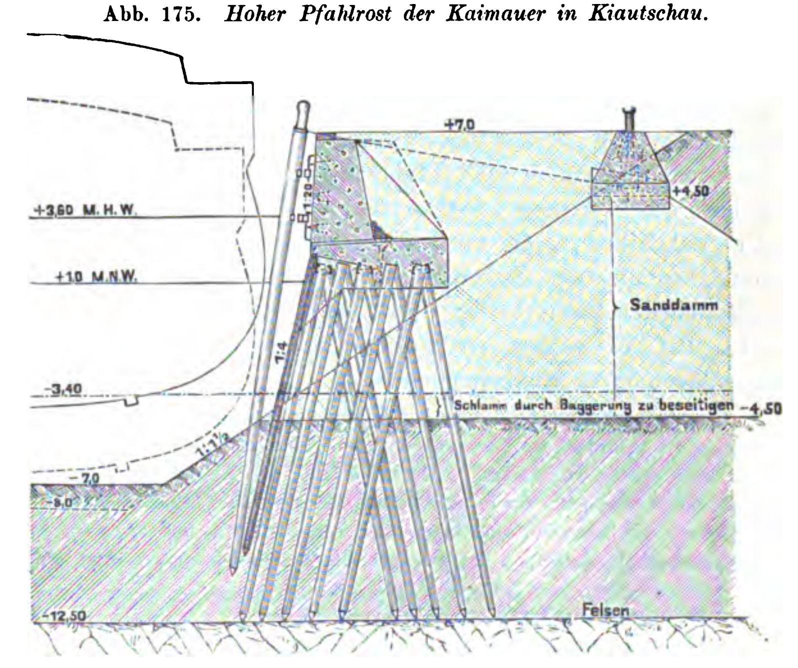
[489]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

Bei einer anderen Brücke derselben Bahnlinie mit mehreren Öffnungen von 15 und 18 m Weite, mit Steinpfeilern und eisernem Überbau in einem Damme von 4 m Höhe, auf einer Moorschicht von 10 bis 13 m Tiefe, gestalteten sich die Verhältnisse bei den Stirnpfeilern, obwohl der vor der Gründung aufgebrachte Boden bis zu 10 m einsank, besonders dadurch noch schwieriger, dafs nach Mafsgabe der Wasserstände des durchzuleitenden Flusses der Rost ziemlich tief unter der Oberfläche des Geländes verbleiben mufste. Die Bewegungen in den Stirnpfeilern wurden so erheblich, dafs eine doppelte Versteifung zwischen den Rosten sämtlicher Pfeiler und die Ausfüllung des Zwischenraumes dieser wagerechten Verstrebungen durch ein Herdmauerwerk in Beton von 1,5 m Stärke notwendig wurde. Bei einer weiteren Brücke mufste sogar zu einer Verbreiterung des Pfahlrostes nach hinten geschritten werden, um zu verhüten, dafs der Damm unmittelbar hinter dem Stirnpfeiler auf den schlammigen Untergrund drückte und dadurch das Bauwerk in seiner Standfestigkeit bedrohte.

β. Für die Gründung der Kaimauer auf der Halbinsel Feyenoord[490]) bei Rotterdam wurden ebenfalls Sandschüttungen vor dem Einrammen der Pfähle des Pfahlrostes verwendet, der sich dabei auf eine verhältnismäfsig grofse Breite landeinwärts erstreckte. Die quer zur Längsrichtung der Mauer reihenweise angeordneten Rostpfähle sind durch Gurthölzer und Schwerter zu einem in sich steifen Gerüst verbunden. Aufserdem ist in der Längsrichtung der Mauer unter der Mitte des Rostes eine 8 cm starke Bohlwand angeordnet und von 3 zu 3 Pfahlreihen sind zwischen die Rostpfähle ähnliche Bohlwände gesetzt, um die Wirkung von Längsströmungen auf die schwach gedeckten Böschungen unter der Rostoberfläche aufzuheben.

γ. In Verbindung mit Sandschüttungen hat man die Gründung auf Pfahlrost mit oberer Betondecke beim Bau der Langenbrücke über die Dahme bei Köpenick[491]) zur Anwendung gebracht. Die vier Brückenpfeiler mufsten bei Wassertiefen von 5 bis 6 m erbaut werden. Der tragfähige Baugrund lag unter einer Schlammschicht und wurde an einer Stelle erst 14 m unter Mittelwasser bei einer Mächtigkeit der Schlammschicht von 8 m erreicht. Die Dahme hat hier eine so geringe Strömung, dafs sie fast als ruhiges Gewässer erscheint. Deshalb konnte die Gründung durch Sandschüttung vorbereitet und erleichtert werden, indem durch Schüttung des Sandes der Schlamm an den Pfeilerbaustellen zur Seite gedrängt und die Wassertiefe auf etwa 3,5 m ermäfsigt wurde. Das danach erfolgte Einrammen der Rostpfähle ging in dem reinen und gleichmäfsigen Sandboden anfangs sehr leicht von statten, bald aber wurde der Boden so verdichtet, dafs die letzten Pfähle nur mit einer besonders kräftigen Dampframme durch Schläge eines 1600 kg wiegenden Rammklotzes bei 4,5 m Fallhöhe einzutreiben waren. Das Einrammen der Umschliefsungswand für die Baugrube vollzog sich in dem stark verdichteten Sandboden nur schwer, aber doch gleichmäfsig. Durch die Sandschüttung haben die langen Rostpfähle einen festen, gegen Seitendruck gesicherten Stand erhalten; durch die Betonlage, in welche die Pfahlköpfe 1,50 m weit hineinreichen, ist eine weitere Verspannung der Pfähle und eine möglichst günstige Verteilung des Druckes erreicht.

Abb. 175. *Hoher Pfahlrost der Kaimauer in Kiautschau.*



δ. Für die Hafenanlage in Kiautschau war die Herstellung einer Kaimauer aus Stein, weil der Felsboden erst in 19 m Tiefe erreicht werden konnte, wegen der

[490]) Vergl. Deutsche Bauz. 1876, S. 263.

[491]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 358.

hohen Kosten und der bedeutenden Zeitaufwendung, die die Gründung unter einer Taucherglocke erforderte, nur im beschränkten Umfange tunlich. Es wurde daher auf der gröfsten Strecke ein Sanddamm geschüttet und durch diesen in den weichen Klaiboden hinein ein Pfahlrost getrieben, der hoch hinaufragend die aus Stampfbeton hergestellte niedrige Kaimauer aufnahm (s. Abb. 175, S. 227). Der Sanddamm bildete gleichzeitig einen hinreichenden Schutz für die hinter ihm aus Baggerboden hergestellte Auffüllung.

Zum Schutz des hohen Pfahlrostes gegen den in den dortigen Gewässern stark auftretenden Bohrwurm diente eine davor geschlagene Spundwand aus den im § 8 (S. 60) beschriebenen Spundbohlen aus Eisenbeton.[492])

b) Rahmenartige Führungskasten. Bezüglich dieser kann auf die Gründung der Thames-Brücke bei New-London (s. § 31, S. 206) und den in Schweden gebräuchlichen Steinkistenbau (s. § 32, S. 209 und Abb. 10 u. 10ª, Taf. VI) hingewiesen werden. In Amerika soll mehrfach das sogenannte Cashing-System zum Schutz der Pfähle angewandt werden, bei welchem man eine Gruppe von eingerammten Pfählen mit einem Blechmantel umgibt und den Zwischenraum zwischen den Pfählen und dem Blechmantel mit Beton ausfüllt.[493])

c) Steinschüttungen bilden zwischen den Pfahlköpfen hoher Pfahlroste, namentlich bei Seebauten, eine gute Versteifung, so lange der Boden nicht zu schlammig und nachgiebig ist, um ein zu tiefes Einsinken und nachträgliche Bewegungen zu verhindern. Sie sind nach dem Vorschlage von Hagen[494]) bei den Molenbauten der Ostseehäfen: Swinemünde, Rügenwaldermünde und Pillau, wo Sandboden vorherrscht, mit Vorteil verwendet worden, während in Stolpmünde, angeblich wegen zu rascher Bauausführung und ungenügender Verankerung, der Bau während eines heftigen Sturmes teilweise einstürzte.[495]) Die Steinschüttung mufs nach Hagen einige Jahre ruhen, bevor mit dem darauf zu errichtenden Mauerwerk begonnen werden darf, damit die Steine, durch den Wellenschlag der Stürme zusammengerüttelt, eine feste Lagerung erhalten, wobei sich die Zwischenräume mit Sand ausfüllen. Auch kann dann noch eine Auffüllung eingesackter Stellen stattfinden.

Ist aber der Untergrund sehr schlickhaltig, so werden die Steine schon durch ihre Schwere tief in den Boden einsinken, die Zwischenräume füllen sich statt mit Sand, mit Schlickmasse aus, welche die Steine glatt und schlüpfrig macht und deren Druck auf die Pfähle und Pfahlwände erhöht, so dafs diese auseinandergetrieben und infolge dessen stärkere Pfahlwände und Verankerungen nötig werden. In solchen Fällen ist es daher besser, die unter d) besprochenen Senkfaschinen, oder wenigstens kleinere Steine, Gerölle oder Steinschlag zwischen den Pfahlköpfen zu verwenden, wie dies die nachstehenden Beispiele der Ufermauern im Hafen von New-York und Boston (s. Abb. 9 u. 11, Taf. VI) zeigen, bei welchen an beiden Orten der Untergrund auf grofsen Tiefen aus schlammigem Klaiboden bestand.

α. Bei der Bauausführung der Ufermauer im Hafen von New-York[496]) wurde zunächst die Baustelle auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert, hierauf wurden die Pfähle eingerammt und durch Taucherarbeit miteinander verbunden. Alsdann erfolgt das Abschneiden der drei vorderen Pfahlreihen unter Wasser mit Kreissägen, sowie das Aufbringen des über Niedrigwasser liegenden oberen Rostes. Nunmehr wurde die Steinschüttung lagenweise vorgenommen, und zwar so, dafs zwischen den Pfählen Kleinschlag, aufserhalb derselben dagegen gröfsere Schüttsteine abgestürzt wurden. Nachdem die Schüttung

[492]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 617.

[493]) Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, Anm. 56, S. 39.

[494]) Seeufer- und Hafenbau, III. Bd., § 57.

[495]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 539.

[496]) Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 84 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 38.

zwischen den vorderen Pfahlreihen durch Taucher eingeebnet war, erfolgte die Versetzung der künstlichen Betonblöcke, welche das Granitmauerwerk unterstützen. Der als Hintermauerung des letzteren dienende Betonklotz wurde an Ort und Stelle durch Schüttung hergestellt. Zur Hinterfüllung verwendete man Bauschutt und Baggererde, falls letztere nicht geradezu flüssig war (s. Abb. 9, Taf. VI).

Da sich an einigen Stellen Bewegungen in der Ufermauer zeigten, so wurde auf Antrag des mit der Bauleitung beauftragten Oberingenieurs ein Sachverständigen-Ausschufs eingesetzt, welcher die bisherigen Ausführungen prüfen und erforderlichenfalls Abänderungsvorschläge machen sollte. Aus den Untersuchungen dieses Ausschusses hat sich ergeben, dafs die Bewegungen nur in einer stellenweise stattgehabten Verschiebung der ganzen Mauer, einschliefslich der Fundierung, bestehen, dafs dagegen eine Neigung zum Kippen sich nirgends kundgegeben hat. Da solche Verschiebungen in dem weichen Boden überhaupt nicht zu vermeiden sind, so empfahl der Ausschufs die Beibehaltung der gut bewährten und verhältnismäfsig billigen Herstellungsweise. Mit Rücksicht darauf, dafs durch die wirbelnden Bewegungen des Wassers beim Ingangsetzen der Schiffschrauben der wasserseitige Fufs der Steinschüttung aufgewühlt und ein Nachstürzen der Schüttsteine vom Fufse der Betonblöcke aus herbeigeführt werden kann, wird vorgeschlagen, die Betonblöcke noch etwa 0,50 m tiefer hinabreichen zu lassen, um das Pfahlwerk besser gegen den Bohrwurm zu schützen, der ihm in der jetzigen Höhe unter Umständen gefährlich werden könnte. Ferner hielt es der Ausschufs für angemessen, die Steinschüttung nahezu gleichmäfsig auf beide Seiten der Pfahlwerke zu verteilen und auf die Rückseite nur so viel Mehrlast zu bringen, als der Absteifung durch die Strebepfähle entspricht. Schliefslich riet der Ausschufs, die Granitmauer erst einige Zeit nach Fertigstellung der übrigen Arbeiten auszuführen, wenn die Steinschüttung sich vollständig gesetzt hat.

β. In ähnlicher Weise wurde bei der Gründung der Ufermauer im Hafen zu Boston[497] (Massachusetts) verfahren (s. Abb. 11, Taf. VI). Längs der Ausdehnung der Mauer wurde eine Vertiefung ausgebaggert, der Pfahlrost geschlagen und mit Steingeröll ausgefüllt. Die Pfähle sind aus Tannenholz, haben am unteren Ende einen Durchmesser von 25,4 cm, am oberen Ende einen solchen von 15,2 cm und stehen 10,65 m unter dem mittleren Niedrigwasser, mindestens 4,57 m im dichten Tonboden.

d) Senkfaschinen sind namentlich aus den unter c) berührten Gründen als Aussteifung hoher Pfahlroste in schlammigem Boden vorzuziehen und vielfach in Holland gebräuchlich, wo der Faschinenbau überhaupt sehr verbreitet ist. Beispiele dieser Art zeigen die Kaibauten bei Rotterdam (s. Abb. 26, Taf. V), die unter sehr ungünstigen Bodenverhältnissen, bei einer sehr tiefen Lage des tragfähigen Sandbodens unter weichen Moor- und Dargschichten, welche den Rostpfählen wenig Halt gegen seitliches Kippen boten, hergestellt werden mufsten.[498]) Auch bei dem Molenbau im Brunsbütteler Hafen (s. Abb. 1 bis 6, Taf. VI) hat man es aus den erwähnten Gründen vorgezogen, Faschinenpackungen zur Aussteifung der Pfähle zu verwenden und die Mauer selbst unmittelbar auf den Pfahlrost zu setzen, da bei dieser Ausführungsweise die Pfahlwände fast keinen seitlichen Druck erleiden und bei etwaiger Beschädigung der Pfahlwand von aufsen, die Auswechselung der Pfähle ohne Schwierigkeiten und mit geringen Kosten erfolgen kann, weil weder ein Nachstürzen des Füllmaterials, noch eine Beschädigung des oberen Mauerwerks zu befürchten ist. Eine Faschinenpackung ist auch dichter und um die Hälfte billiger, als eine Steinschüttung, nur prefst sie sich allmählich zusammen und mufs von Zeit zu Zeit eine neue Decklage erhalten, was bei der Ausführungsweise der Brunsbütteler Molen vom gangartigen, von oben zugänglichen, unter der Mole und um den Molenkopf sich herumziehenden Hohlraum aus leicht zu bewerkstelligen ist[499]) (s. Abb. 1 bis 3, Taf. VI).

α. Bei der Bauausführung der genannten Molen[500]) wurden, nach Ausbaggerung der Baugrube auf 15 m Breite, zunächst die beiden mittleren Reihen der Jochpfähle des Pfahlrostes der Mauer durch

[497]) Engng. news 1898, März, S. 191.

[498]) Über neuere Beispiele vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353 ff.

[499]) Vergl. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 541.

[500]) Vergl. daselbst S. 543 ff.

zwei unmittelbar wirkende Dampframmen von 1400 **kg** Bärgewicht und 1,4 **m** Hub, die gemeinsam auf einem Prahm in der planmäfsigen Entfernung von 4,3 **m** aufgestellt waren, gerammt. Die Pfähle waren 2 **m** länger als notwendig beschafft, und ragten daher bis zur gewöhnlichen Hochwasserhöhe hinauf. Die Anfertigung der meist 20 **m** langen, zwischen 8 und 9 **m** breiten (für den Molenkopf 13 **m** breit) und 1,5 **m** hohen Sinkstücke (s. Abb. 6, Taf. VI) erfolgte hierauf auf einem an die gerammten Pfahlreihen angehängten Gerüst, das zur Ebbezeit, nachdem das Wasser etwa 1,5 **m** tiefer als die Pfahlköpfe sich eingestellt hatte, hergestellt wurde, indem sogenannte Schlitten zwischen die in der Längsrichtung der Molen um 1,25 **m** voneinander entfernten Jochpfähle geflöfst und in genau gleicher Höhenlage an 4 eisernen Klammern aufgehängt wurden. Diese Schlitten bestanden aus je 4 miteinander verbundenen, 20 **cm** hohen und 15 **cm** breiten Balken, deren Länge reichlich der unteren Breite der Sinkstücke gleichkam. Jede Trosse war mit einer Klammer fest verbunden, während sie an der anderen einen leicht zu lösenden Knoten hatte (s. Abb. 5, Taf. VI). Zu dem unteren Rost des Sinkstückes wurden Eisenbänder aus 2 zusammengeflochtenen Drähten von je 3,5 **mm** Durchmesser verwandt. Statt der Luntleine kam 1,5 **mm** starker geglühter Draht zur Verwendung. Nach Fertigstellung des unteren Rostes wurde mit dem Aufbringen der Faschinen und des oberen Rostes begonnen, was sehr rasch geschehen mufste, da das Versenken vor Eintritt des nächsten Hochwassers erfolgte. Sobald das Sinkstück fertig gebunden war, wurde an dem äufseren Rande entlang eine Faschinenwurst befestigt, um das Herunterfallen der Beschwerungssteine zu verhüten. Vor dem Aufbringen der Beschwerungssteine wurden sämtliche lösbaren Knoten der Trossen, in denen die Schlitten hingen, auf einmal gelöst und dann die Schlitten unter dem Sinkstück seitwärts hervorgezogen und zwischen diejenigen Pfahljoche geflöfst, zwischen denen das nächste Sinkstück hergestellt werden sollte. Zur vollständigen Auspackung waren 5 Lagen von Sinkstücken erforderlich. Für die Südost-Mole wurden 35, für die Nordwest-Mole 77 Sinkstücke hergestellt und versenkt mit einem Gesamtinhalt von 32000 **cbm**.

Nach Versenkung der Sinkstücke wurde mit den Rammarbeiten fortgefahren, wozu die bisher gerammten Pfähle verholmt und auf den Holmen Schienen verlegt wurden, die der Doppelramme ein Fahrgleis boten. Diese schlug zunächst die lotrechten Pfähle der beiden Pfahlreihen für den Unterbau des Molenmauerwerks, welche durch die 7,5 bis 8 **m** starken Buschkörper der Sinkstücke hindurch gerammt werden mufsten, was ohne grofse Schwierigkeiten gelang und nicht einmal Pfahlschuhe oder sonstige Hilfsmittel notwendig machte. Der Doppelramme für die senkrechten Pfähle folgte eine zweite Doppelramme für die Schrägpfähle des Pfahlrostes und dieser endlich eine dritte für die beiden äufseren Schrägpfahlreihen (s. Abb. 4, Taf. VI), welche Bären von 1800 **kg** Gewicht, bei 1,7 **m** Fallhöhe hatte und ebenfalls unmittelbar wirkend war.

Nach Beendigung dieser Rammarbeiten wurden die Pfähle der beiden mittleren Pfahlreihen mit ihren Köpfen auf dieselbe Höhe niedergeschlagen, wie die übrigen und die Holme und der Rostbelag aufgebracht. Die Pfähle der mittleren Reihe stecken also 2 **m** tiefer im Boden als die übrigen und als im Entwurf vorgesehen war.

Das Ausfüllen des Zwischenraumes zwischen den Sinkstücken und den Schrägpfahlwänden mit Senkfaschinen und Steinen konnte, nach der angeführten Quelle, wegen starker Schlickablagerungen nur in der Weise geschehen, dafs man den Schlick durch Verstürzen der Steine nach Möglichkeit zu verdrängen suchte und auf diese Steine die Senkfaschinen packte und kräftig belastete.

β. Für die Kaianlage in Rotterdam hat man in einem Falle (s. Abb. 26, Taf. V) sowohl der Kostenersparnis wegen, als auch zur geringeren Belastung der in verschiedenen Neigungen eingeschlagenen, bis zu 18 **m** langen, Pfähle, den unteren Teil der Uferbekleidung durch breite, regelmäfsig aufeinander gelegte Sinkstücke ersetzt, jedes 0,5 **m** stark und nur mit Klaiboden beschwert, um den durchzutreibenden Rostpfählen möglichst wenig Widerstand entgegenzusetzen. Bei einer Gesamtdicke von 2,5 **m** und einer unteren Breite von 13 **m**, von der 8 **m** hinter der massiven oberen Mauer liegen und von der Hinterfüllungserde bedeckt werden, gewährt dieser Faschinenkörper einen äufserst wirksamen Schutz gegen das Überweichen der hoch über dem festen Boden hervorragenden Rost- und Ankerpfähle.[501])

e) Schrägpfähle und Verankerungen. Wenn der Pfahlrost nicht nur lotrechten, sondern auch seitlichen Druck erfährt, wird diesem, wie dies bereits kurz erwähnt und wie es die besprochenen Beispiele mehrfach zeigen, durch Anwendung einer Anzahl von Schrägpfählen (s. Abb. 21 u. 26, Taf. V und Abb. 8 bis 11, Taf. VI)

---

[501]) Vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 371.

oder durch die Stellung aller Pfähle in die zu erwartende Druckrichtung (s. Abb. 20, 25 u. 26, Taf. V), oder endlich durch gleichzeitige Schrägstellung der Fundamentsohle senkrecht zur Druckrichtung (s. Abb. 20 u. 25, Taf. V), entgegengewirkt werden müssen. Wo eine solche Schrägstellung der Pfähle nicht ausführbar ist, müssen diese entsprechend verankert oder verstrebt werden[502]) (s. Abb. 10, Taf. VI).

Auch bei den oben besprochenen Molen in Brunsbüttel machte sich der Mangel von zweckentsprechend angeordneten Schrägpfählen unter dem Rost, die beim Entwurf im Hinblick auf die grofse Breite des Faschinenkörpers nicht für notwendig erachtet worden waren, insofern geltend, als sich nach der Fertigstellung der Molen zeigte, dafs sie unter der Einwirkung der wechselnden Wasserstände ständig in Bewegung waren.[503]) Bei Ebbe neigten sich die Molen etwas über, bei Flut richteten sie sich wieder auf, wobei sich Risse in der Mauer öffneten und wieder schlossen. Infolge dessen wurden hinter der Südwest-Mole 11, hinter der Nordwest-Mole 24 Verankerungen angebracht, die an den Stellen, wo die Risse sich zeigten und die Bewegung am gröfsten war, 4 m, an den zwischenliegenden und anschliefsenden Stellen 8 m voneinander entfernt angeordnet wurden und aus Böcken bestanden, von deren Köpfen je ein starker, schmiedeiserner, verzinkter, mit einem Spannschlofs versehener Anker unter dem Molenmauerwerk her nach je einem Querholm des Pfahlrostes geführt war. Jeder Bock bestand aus zwei 13 m langen, lotrechten und zwei 15 m langen, mit der Neigung 1 : 2 eingerammten kiefernen Pfählen von 35 cm Durchmesser. Seit dieser Verankerung sind weitere Bewegungen der Molen nicht beobachtet worden. Fülscher betont aber an der durch die Anmerkung 503 angezogenen Stelle, dafs unter ähnlichen Verhältnissen, wo durch den Schlick, der sich in kurzer Zeit und bis zu grofser Höhe hinter den Molen ablagerte, ein sehr starker einseitiger Druck gegen den Faschinenkörper ausgeübt wird, eine Aussteifung durch Schrägpfähle, wie sonst bei Pfahlrosten unter Ufermauern üblich, sehr zu empfehlen ist.

4. Holz-Pfahlrost mit Betondecke (Betonbett). Als Ersatz des hölzernen Rostes über den Rostpfählen hat der Beton vielfach Anwendung gefunden. Diese Vereinigung der Betongründung mit Grundpfählen, welch letztere teils zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens, teils im Notfall dazu dienen sollen, den Druck des Bauwerks auf tiefer liegende Schichten zu übertragen, wenn die oberen, obwohl tragfähig, durch äufsere Angriffe des Wassers gefährdet sein sollten, findet sich bei mehreren unserer bedeutendsten Brückenbauten der neueren Zeit, so u. a. an den Weichselbrücken bei Dirschau und Thorn und an den Elbbrücken bei Hamburg und Harburg.

Die Ausführung unterscheidet sich von der im § 29 unter 1. (S. 182) behandelten nur darin, dafs vor dem Versenken des Betons die Grundpfähle eingerammt und dann in geringer Höhe über dem Baugrunde unter Wasser abgeschnitten werden. Für die Einschüttungsweise des Betons mittels Trichtern ist dabei, gelegentlich der Gründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin[504]), die Beobachtung gemacht worden, dafs sich der Beton stark staute, sobald sich der Trichter einem Pfahlkopf näherte, worauf bei der Entfernung des Trichters ein plötzliches Nachrutschen der gestauten Masse erfolgte. Andererseits ist ein zu dünnes Anmachen des Betons zu vermeiden, weil der Beton bei dünner Beschaffenheit beim Austreten aus der Trichtermündung zu stark auseinandertreibt und dadurch die Schlammbildung fördert.

Im vorliegenden Fall war das Mischungsverhältnis des verwendeten Betons für die untere Lage: 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag, für die obere Lage: 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und 4,5 Teile Steinschlag. Man nahm für die unterste Lage eine fettere Mischung, als für die

---

[502]) Über neuere Pfahlrostgründungen vergl. ferner: Pfahlrost bei Brückengründungen. Railroad Gazette 1892, II. S. 665. — Über Pfahlrostgründungen in Chicago. Engng. news 1893, II. S. 228. — Gründungen von Brückenpfeilern, im besonderen auf Pfahlrost. Engng. 1893, II. S. 244. — Verschiedene Gründungsarten. Engng. news 1893, II. S. 301.

[503]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 547.

[504]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314.

obere, weil aus jener Lage ein Teil des Mörtels in den Untergrund eindringt und dadurch nutzlos wird, oder bei bindungsfähigem Untergrunde die Stärke des Betonbettes sich erhöht. Diese Voraussetzung wird jedoch durch Versuche von K. Bernhard[505]) widerlegt, der gleichzeitig bezüglich des Reibungsverhältnisses zwischen Beton und Sand feststellt, dafs man den betreffenden Reibungswinkel stets gleich dem Reibungswinkel des betreffenden Baugrundes setzen kann.

Danach erscheint es besser, bei Anwendung von Grundpfählen die unterste, die Pfahlköpfe umgebende Betonschicht mittels Kasten oder mittels Säcken einzubringen. Die Aufeinanderfolge der Hauptarbeiten dieser Gründungsweise wird am besten durch ein Beispiel klargelegt, als welches die Gründung eines Strompfeilers der Harburger Elbbrücke gewählt werden möge (vergl. Abb. 23 u. 24, Taf. V).

Bei diesem Pfeiler erfolgte nacheinander:

a) Aufstellen des Absteckgerüstes und Einrammen der Schutzwand (s. Abb. 24) mit auf Schiffe gestellten Dampframmen,
b) Ausbaggern der Baugrube,
c) Herstellen des den Pfeiler umschliefsenden Gerüstes, dessen Langseiten stromabwärts in geneigten Ebenen fortgesetzt waren, um durch sie eine Förderbahn für Dampframmen und andere schwere Gegenstände zwischen den Arbeitsgerüsten und den Schiffen zu erhalten. Die Rüstungen bestanden aus 2 Pfeilerreihen in 3,9 m Abstand (entsprechend der Spurweite des Schienengleises für die Dampframmen), mit Langträgern für das erwähnte Schienengleis, Querträgern, bezw. Zangen und Belaghölzern,
d) Aufbringen der Dampframmen von den Schiffen über die geneigten Ebenen auf die Rüstung und Einrammen der 0,26 m starken Pfahlwand,
e) Eintreiben der Grundpfähle mit der Dampframme von einer auf den beiden Schienengleisen der Rüstung in der Längenrichtung des Pfeilers beweglichen Rollbrücke aus,
f) Abschneiden der Grundpfähle unter Wasser, etwa 0,3 m über der Sohle der Baugrube.
g) Versenken des Betons mittels Kasten und beweglichen Winden. Letztere standen auf dem Gleis einer Rollbrücke, die durch die inneren Schienen der beiden Gleise auf den festen Rüstungen unterstützt war. Der Beton wurde in Schiffen herbeigeschafft, die in den Raum zwischen den Pfahlwänden einfahren konnten. Die Wände waren deshalb an den dem Strom abgekehrten kurzen Seiten in einer Tiefe von etwa 1 m unter Niedrigwasser und in einer der Schiffbreite entsprechenden Ausdehnung von je 4,2 m gekappt,
h) Umschütten der Pfahlwände mit Steinen vor und während der Betonierungsarbeiten,
i) Aufstellen der 0,95 m starken Lehmfangdämme innerhalb der Pfahlwände,
k) Auspumpen des Wassers innerhalb des von den Fangdämmen umschlossenen Raumes,
l) Ausführung der Maurerarbeiten unter Benutzung der mehrfach erwähnten Rüstungen zur Aufstellung von Versetzgerüsten, Kranvorrichtungen u. s. w.,
m) Beseitigung der zu vorübergehenden Zwecken bestimmten Anlagen.

Zur Ermittelung der Kraft, welche erforderlich ist, um einbetonierte Pfahlköpfe von dem Beton zu trennen, sind vom Wasserbauinspektor Delion in Danzig Versuche angestellt worden, indem fünf Rundpfähle mit dem Stammende nach unten, teils 30, teils 50 cm tief einbetoniert und nach dreifsigtägiger Erhärtung des Betons herausgezogen wurden. Danach ergab sich, dafs man auf jeden 30 cm tief einbetonierten Pfahl 3 t Widerstand gegen Abreifsen des Betonkörpers rechnen dürfe.[506])

Auch in diese Betonbetten werden neuerdings Eiseneinlagen eingebettet (vergl. § 29 unter 3., S. 190), um ihren Widerstand gegen Zugspannungen zu erhöhen. Beispielsweise wurden für die Pfeilergründungen der Strecke Wusung-Schanghai in China, wo mehrere Hundert Meter tiefer, triebsandartiger, unter Grundwasser liegender Löfsboden den festen Baugrund nicht erreichen liefs, im Schutz von Spundwänden nur 8 m

[505]) Vergl. daselbst S. 347.

[506]) Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 582.

lange Pfähle eingerammt und auf ihren Köpfen eine Betonschicht von 1,5 m Höhe mit zwei kreuzweise angeordneten Eiseneinlagen eingebracht.[507])

5. Der Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost. Seitdem es geglückt ist, Betonpfähle, bezw. solche aus Eisenbeton, in zufriedenstellender Weise im Boden herzustellen oder letztere in diesen einzutreiben (s. § 8, S. 47 ff.), erscheint der auf fast allen technischen Gebieten vielseitig und umfangreich verwendete Eisenbeton auch bei Herstellung der Pfahlroste geeignet, mit den Holzpfählen in Wettbewerb zu treten, diese ganz auszuschliefsen und in gewissen Fällen nicht nur in genügender Weise zu ersetzen, sondern auch zuverlässigere und bessere Ausführungen zu ermöglichen.

Namentlich wird dies stets der Fall sein, wenn sehr tiefer oder wechselnder Grundwasserstand ein sehr tiefes Hinabgehen mit den Köpfen des Holzpfahlrostes, und daher ein tiefes Ausschachten der Baugrube die Anwendung kostspieliger Spundwände erfordern würde, während dies bei Betonpfählen nicht nötig ist. Auch bei vorhandenem starken Auftriebe werden Betonpfähle durch die gröfsere Rauheit ihrer Aufsenflächen und durch die möglich werdende innigere Verbindung mit der sie abdeckenden Eisenbetonschicht, einen gröfseren Widerstand als Holzpfähle leisten. Aus demselben Grunde, sowie weil der Querschnitt der Betonpfähle meist gröfser als derjenige der Holzpfähle gewählt werden kann, ist der Betonpfahlrost in der Regel befähigt, gröfsere Lasten aufzunehmen, d. h. es genügen weniger und nicht so dicht geschlagene Pfähle, als beim Holzpfahlrost, wodurch die Rammarbeit verringert wird. Die Herstellung des Betonpfahlrostes besteht einfach. darin, die im Boden an Ort und Stelle angefertigten oder in diesen eingetriebenen Beton- bezw. Eisenbetonpfähle mit einer Eisenbetonplatte abzudecken und mit dieser in geeigneter Weise zu verbinden.

Sind die in Frage kommenden Pfähle einfache Beton-Stampfpfähle (s. § 8 unter 1., S. 48), so wird man zur besseren Verbindung mit den Eiseneinlagen der Abdeckschicht in die Pfahlköpfe Eiseneinlagen einstampfen, mit denen die ersteren durch Drahtumwickelungen oder sonstige Verankerungen verbunden werden, während bei Eisenbetonpfählen (s. § 8 unter 2., S. 53) die aus ihren Köpfen hervorragenden Eiseneinlagen unmittelbar zur herzustellenden Verbindung benutzt werden können. Dabei läfst man meist die Köpfe selbst um etwa 20 bis 30 cm in die aufzubringende Betonplatte hineinragen, wie dies die Abb. 176, 178, 179, 182, 183 u. 185 (S. 234 u. 235) verdeutlichen.

Bei dem in den Abb. 176 bis 178 dargestellten Pfahlrost handelte es sich um die Gründung der Aufsenmauern eines Kasernenbaues in Washington[508]), wo in sehr nachgiebigem Boden die Betonpfähle nach der im § 8 unter 1. b. (S. 49) geschilderten Weise in zwei parallelen Reihen hergestellt und durch eine Platte aus Eisenbeton verbunden wurden, in deren Mitte die aufserdem durch abgetreppte Pfeilervorlagen unmittelbar auf die Pfähle abgestützte Mauer sich erhob.

Die Abb. 179 zeigt die Gründung der Mittelsäulen des 10 Stockwerk hohen Hallenbeck-Gebäudes in New-York.[509]) Hier wurden die vierkantigen Eisenbetonpfähle mittels Druckwasser eingespült, die Köpfe der Pfähle mit einer Eisenbetonplatte umgeben und auf diese der Druck der Säulen durch eine weitere mit 50 cm hohen I-Trägern verstärkte Betonschicht übertragen.

---

[507]) Vergl. Deutsche Bauz. 1898, S. 541.

[508]) Siehe Engng. record 1904, Bd. 50, S. 360.

[509]) Génie civil 1904, Bd. 44, S. 172; Engng. record 1903, Bd. 47, S. 377.

Abb. 176 bis 178. *Betonpfahlrost der Washington-Baracken.*

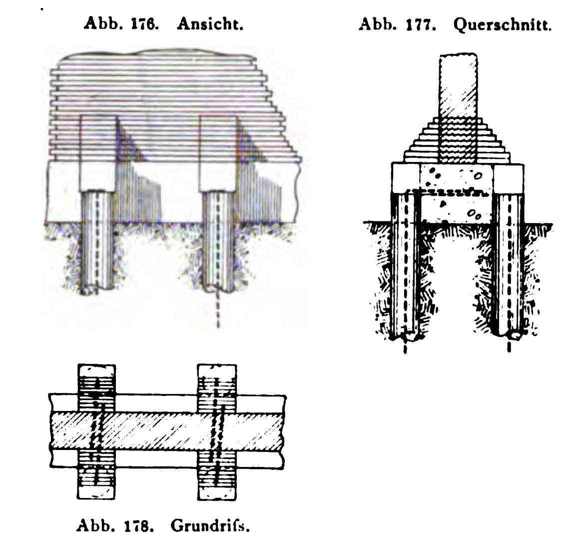


Abb. 176. Ansicht. Abb. 177. Querschnitt. Abb. 178. Grundrifs.

Abb. 179. *Betonpfahlrost des Hallenbeck-Gebäudes in New-York.*

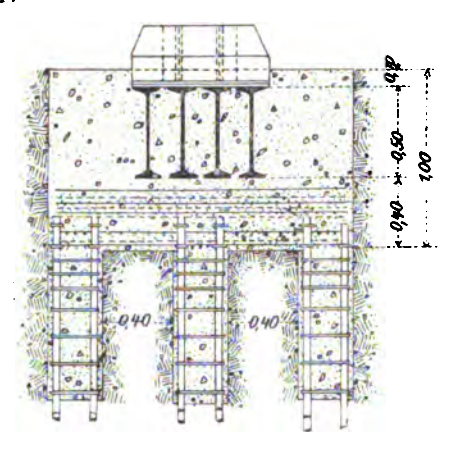


Abb. 180 u. 181. *Gründung des Pfeilers der Brumath-Brücke.*

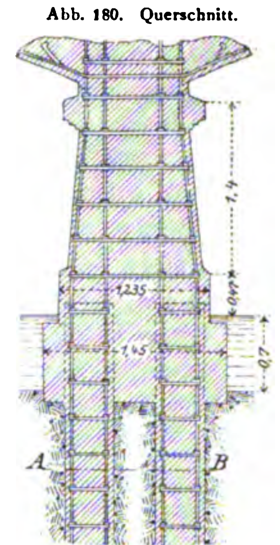


Abb. 180. Querschnitt.

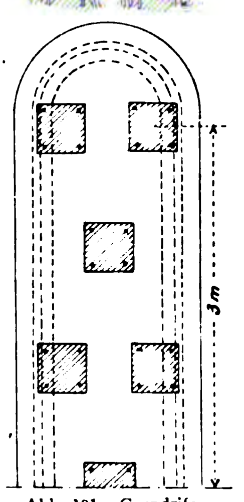


Abb. 181. Grundrifs.

Handelt es sich um Eisenbetonbauten, so können die zu ihrer Gründung verwendeten Eisenbetonpfähle, als solche verlängert, in den zu errichtenden Bau hineinragen, wie dies bei den Pfeilern der Brumath-Brücke in Elsafs-Lothringen mit den vierkantigen, im Grundrifs gegeneinander versetzt angeordneten, mittels Rammen eingetriebenen Eisenbetonpfählen (s. Abb. 180 u. 181) von Züblin ausgeführt wurde.[510])

Die für einen Teil des Hauptbahnhofs in Hamburg[511]) angewendete Pfahlrostgründung aus Eisenbeton wird durch die Abb. 182 bis 186 veranschaulicht. Der gute Baugrund, der von Schüttboden aus Lehm, Mergel und Sand bedeckt war, lag hier in sehr verschiedenen Tiefen, während das Grundwassr erst etwa 4 bis 5 **m** unter der Bodenoberfläche angetroffen wurde, so dafs für jede andere Gründungsart sehr tief reichende Spundwände erforderlich gewesen wären, die bei dem Pfahlrost aus Eisen-

[510]) Engng. news 1904, I. S. 234.

[511]) Beton u. Eisen 1904, S. 65 u. 201.

Abb. 182 bis 184. *Betonpfahlrost der Kasemattenpfeiler vom Hauptbahnhof in Hamburg.*

Abb. 182. Längenschnitt.

Abb. 183. Schnitt *c d.*

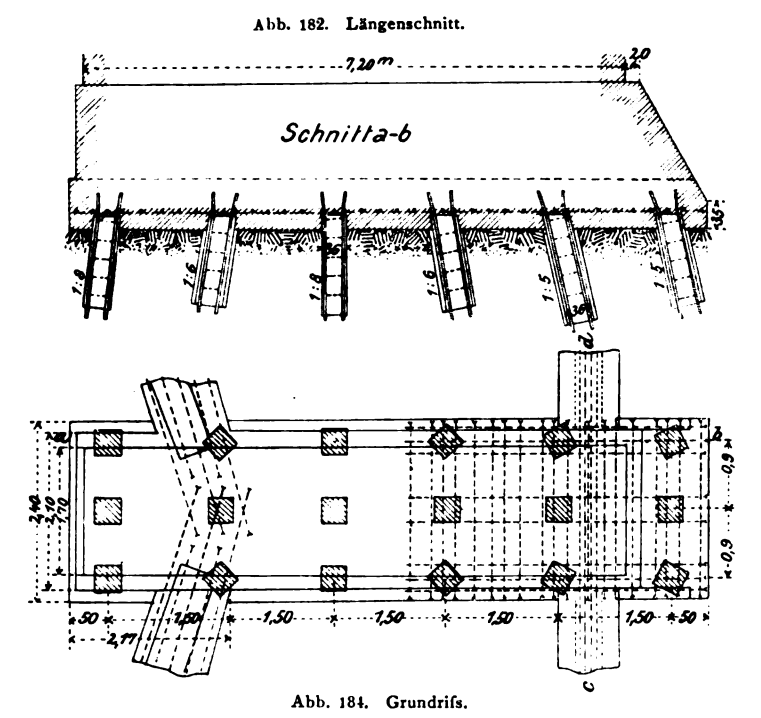


Abb. 184. Grundrifs.

beton fortfallen konnten. Da es sich bei den Pfeilern für die Haupthalle sowohl, als auch bei den Zwischenpfeilern der Kasemattenräume um Aufnahme von Bogenschüben handelte, mufsten die vierkantig ausgebildeten Pfähle nach verschiedenen Richtungen schräg eingerammt werden, was die günstige Bauart der Ramme von Menck & Hambrock (s. § 8 unter 2. b., S. 59 und § 11 unter 4., S. 72) ermöglichte.

Nach vollendeter Rammarbeit wurden die Pfahlköpfe auf etwa 30 bis 50 **cm** freigelegt, ihre Eiseneinlagen mit denjenigen der Platte verbunden und mit Beton umstampft, so dafs die Pfahlköpfe noch 20 **cm** in die Abdeckplatte hineinragten. Aufserdem erhielt die 70 **cm** starke Grundplatte der Kasematten- und Kellerfundamente (s. Abb. 182 u. 183) eine Längs- und Querversteifung aus 12 **mm** starken Drähten, die auch zum Verband der Pfähle unter sich dienten. Die Verbindungsbalken gröfserer Spannweiten wurden in üblicher Weise als Eisenbetonbalken behandelt.

Abb. 185 u. 186. *Betonpfahlrost des Mittelpfeilers.*

Abb. 185.



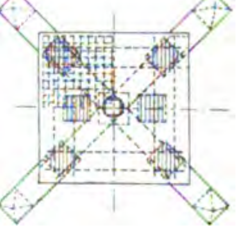


Abb. 186. Grundrifs.

Die mittleren Hallenpfeiler (s. Abb. 185 u. 186), die durch 6 Pfähle unterstützt wurden, erhielten gröfsere Plattenstärken und kräftigere Verankerungen mit den Pfählen, damit sie gegen die Zugbeanspruchung durch die Windstreben der Haupthalle gesichert waren.

6. Die **Kosten** der Pfahlroste sind in ihrem Hauptbetrage von den Preisen der Baustoffe und von den Kosten der Rammarbeiten abhängig. Dies gilt namentlich auch

vom Holzpfahlrost mit Betonbett und vom Eisenbetonpfahlrost. Beim Holzpfahlrost verursacht das Aufbringen der Rost- und Belaghölzer nebst den zugehörigen Arbeiten einen nur geringen Prozentsatz von den Gesamtkosten und dieser wird durch die Anordnung des Rostes wesentlich mit bedingt. Letzteres gilt auch von den vorläufigen Anlagen für Umschliefsung und Trockenlegung der Baugrube (vergl. § 20 u. 21). Über die Kosten der Rammarbeiten sind im § 11 Angaben enthalten. Die Preise für die Baustoffe, namentlich für Holz, ändern sich aber nach Zeit und Ort der Verwendung so sehr, dafs es ohne Wert sein würde, hier Durchschnittsätze aufzustellen. Mehr als bei den meisten übrigen Gründungsarten werden hier die Kosten durch die besonderen Orts- und Zeitverhältnisse beeinflufst, sind aber in jedem Fall nach den Baustoffpreisen und den in früheren Paragraphen besprochenen Arbeitsleistungen annähernd zu ermitteln. Einige Beispiele für die Kosten ausgeführter Holzpfahlrostgründungen mögen folgen.

α. Bei der Elbbrücke bei Pirna (1872/75) sind 4 m lange Rostpfähle von 490 qcm Querschnitt in durchschnittlich 0,85 m Abstand (f. d. qm 1,6 Stück Pfahl) verwendet worden.[512] Die Gesamtkosten des eigentlichen Pfahlrostes, dessen Tiefe unter Niedrigwasser in Tabelle XV angegeben ist, berechnen sich hier auf durchschnittlich 135 M. f. d. qm, wovon 26,25 M. auf 1 Rostpfahl von 490 qcm Querschnitt und 4 m Länge, 20,60 M. auf 1 Spundpfahl von 0,14 m Stärke und 4 m Länge, 31,50 M. auf 1 Nutpfahl, 15,75 M. auf 1 qm Verschwellung, 6,50 M. auf 1 qm Bohlenbelag, 35,50 M. auf 1 cbm Zementbeton zur Ausfüllung der Rostfelder entfallen.

Tabelle XV. **Zusammenstellung der Kosten einiger Pfahlrostgründungen.**[513]

	Elbbrücke bei Pirna		Strompfeiler der Rheinbrücke		
	Stromgruppenpfeiler	Linksseitiger Strompfeiler	bei Waldshut	bei Konstanz	bei Mannheim
Tiefe der Rostpfahlspitzen unter Niedrigwasser m	6—6,5	6,5—7	10	18	10
„ des Rostbelags (Fundamentsohle) „ m	2,83	3,4	2,5	2,8	2,7
Fläche der Fundamentsohle eines Pfeilers qm	233	124	72	100	265
Kubikinhalt des Pfeilermauerwerks unter Niedrigwasser . . . . cbm	636	387	—	—	—
Pfeilerhöhe über Niedrigwasser . . . . m	—	—	12,9	7,4	12,25
Kubikinhalt eines ganzen Pfeilers . . . cbm	—	—	700	475	1800
Kosten der Ausführung bis zur Wasserhöhe					
im ganzen . . . . M.	111744	40665	—	—	—
f. d. cbm Mauerwerk . . . . . . „	175	105	—	—	—
f. d. qm Sohlfläche . . . . „	480	327	—	—	—
Gesamtkosten eines Pfeilers					
im ganzen . . . . „	—	—	97500	85000	190000
f. d. cbm Mauerwerk . . . . „	—	—	139	179	106
Kosten des Mauerwerks eines Pfeilers					
im ganzen . . . . „	—	—	41000	32550	116750
f. d. cbm . . . . „	—	—	58,6	68,5	64,8
Kosten der übrigen Arbeiten					
im ganzen für je einen Pfeiler . . . „	—	—	56500	52450	73250
f. d. qm Sohlfläche . . . . „	—	—	785	524	276
Der Baugrund besteht aus	grobem Kies und Geschiebe, mit Sandstein- und Basaltwacken.		Kies und Gerölle.	prefsbaren blaugrauen Letten.	Kies mit einzelnen Lettenablagerungen.
An Brückenöffnungen sind vorhanden .	6 zu 30 m, 1 zu 24 m, 1 zu 20 m, 1 zu 16 m mit Gewölben.		1 zu 54 m 2 zu 36 m mit Gitterträgern.	3 zu 40 m mit eisernen Bögen.	3 zu 87,4 m mit Gitterträgern.

[512]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33 und Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

[513]) Zur Aufbringung des Mauerwerks auf den Pfahlrost sind bei den Rheinbrücken bei Konstanz und Mannheim hölzerne Senkkasten benutzt worden.

Zu den eigentlichen Kosten des Pfahlrostes treten noch diejenigen für Fangdämme, Wasserschöpfen, Baggerung, Gerüste u. s. w., deren Betrag aus folgender Zusammenstellung der Ausführungskosten bis zur Wasserhöhe zu entnehmen ist:

	Strom-Gruppenpfeiler M.	Linksseitiger Strompfeiler M.
Fangdamm	19523	11957
Ausbaggerung	500	709
Wasserschöpfen	5639	2911
Pfahlrost	30336	7692
Mauerwerk	38251	17503
Gerüst-, Aufsichts- und Insgemeinkosten, wobei der Anteil der Lokomobilen und Rammen geschätzt wurde	17495	2860
	111744	44007
Ab der Wert des alten Materials	—	3342
Bleiben Kosten	111744	40665

β. Weitere Angaben über vorerwähnte Brücke und über drei Rheinbrücken mit Pfahlrostgründung sind der Tabelle XV zu entnehmen.

§ 36. Brunnen- und Röhrengründungen. Diese beiden ihrer Ausführungsweise nach ähnlichen, ihrem Wesen nach verschiedenen Gründungsarten werden häufig miteinander verwechselt.

Beiden gemeinsam ist, dafs hohle, oben und unten offene röhren- oder kastenförmige Körper, meist mit Hilfe aufgebrachter Belastungen, unter Ausschachtung der den festen Baugrund überlagernden Bodenschichten in ihrem Innern, durch diese Schichten hindurch bis auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt und dann mit Beton, Mauerwerk oder anderen geeigneten Füllstoffen ausgefüllt werden, so dafs ein Grundpfeiler entsteht, der eine auf ihn einwirkende Gebäudelast auf den festen Baugrund zu übertragen imstande ist. Nur selten geschieht die Absenkung nicht bis zum festen Boden, sondern nur bis zu einer solchen Tiefe, die hinreichend ist, den Brunnen oder die Röhre infolge der Reibung der Mantelflächen am Erdreich vor einem tieferen Einsinken zu bewahren.

Die Art der Absenkung gestaltet sich also bei beiden Gründungsarten gleichartig, denn in beiden Fällen wird, sofern nicht die Bodenbeschaffenheit dieses verhindert, das Grundwasser während des Absenkens von unten in den durch die Wandungen umschlossenen Raum eintreten, so dafs die Beseitigung der lockeren Bodenschichten und später das Einbringen des Betons in der Regel unter Wasser zu geschehen hat. Soll die Brunnen- oder Röhrenfüllung aus Mauerwerk bestehen, so wird dieses nach Erhärtung der unteren Betonschicht und nach Ausschöpfen des darüber stehen gebliebenen Wassers im Trockenen ausgeführt. Dabei ist es gleichgültig, ob die Wandung des abzusenkenden röhren- oder kastenförmigen Körpers aus Stein, Holz oder Eisen besteht, wenn sie nur wasserdicht ist und insbesondere genügende Widerstandsfähigkeit gegen den von aufsen einwirkenden Erddruck aufweist.

Als Unterschied beider Gründungsarten wird jedoch mit Recht hervorgehoben[514]), dafs bei der Brunnengründung der Brunnenmantel selbst einen wesentlichen Teil des herzustellenden Grundpfeilers bildet und mit zum Tragen des auf ihm zu errichtenden Bauwerks dient, während bei der Röhren- und Kastengründung der Mantel nur eine Umhüllung des in seinem Schutze zu errichtenden Pfeilers bildet und somit mehr der Schachtzimmerung oder einer Verkleidung und Aussteifung der Baugrubenwandung entspricht.

[514]) Vergl. Schmitt, Fundamente. Handb. der Architektur, III. Teil, 1. Bd., 2. Aufl. Darmstadt 1891. S. 366. 3. Aufl. Stuttgart 1901.

In diesem Sinne wird in den folgenden Paragraphen die Besprechung der Brunnengründung von derjenigen der Röhren- und Kastengründung getrennt erfolgen.

Das Verfahren, röhrenförmige Körper aus Mauerwerk zu versenken, ist bekanntlich schon seit langer Zeit bei Herstellung von Brunnen und Schächten angewandt worden. In grofsem Mafsstabe hat der ältere Brunel dieses Verfahren im Jahre 1825 beim Bau des Themsetunnels in London befolgt, wo ein zylindrischer Schacht von etwa 30 m Durchmesser bis auf die Sohle des Tunnels abgeteuft und später zur Aufnahme der Zugangsrampen benutzt wurde. Zu Burton in England ist 1861 ein Wasserbrunnen von etwa 12 m Durchmesser und 0,94 m starkem Ringmauerwerk auf 12 m Tiefe in Sand- und Kiesboden versenkt worden. Im Hafen von St. Nazaire in Frankreich wurden 1854 die Mauern der Hafendämme auf Senkbrunnen von 6 m im Geviert und 1,5 m Wandstärke gestellt.[515]) Bei der Gründung von Hochbauten sind gemauerte Brunnen in Deutschland u. a. beim Bau des Hamburger Bahnhofs zu Berlin im Jahre 1846 zur Anwendung gekommen.

Zur Gründung von Brückenpfeilern haben in Europa zuerst englische Ingenieure das Verfahren, zylindrische Körper zu versenken, angewandt und zwar in Form von gufseisernen Röhren; so Brunel im Jahre 1849 bei der Themsebrücke zu Windsor und Redman 1856 bei der Landungsbrücke bei Gravesend.[516])

Infolge der günstigen Ergebnisse, die sich bei Anwendung dieser Gründungsart gezeigt hatten, wurde beim Bau der ostindischen Eisenbahnen für die auf grofse Tiefe in beweglichen Flufsbetten hinabzuführenden Brückenpfeiler ein ähnliches Verfahren in Aussicht genommen. Die schwierige und kostspielige Beschaffung des Eisens gab indessen Veranlassung, von diesem abzusehen und statt der gufseisernen Röhren Brunnen aus Ziegelmauerwerk abzuteufen, ein Verfahren, welches von den Eingeborenen Ostindiens schon seit Jahrhunderten bei Anlage von Wasserbrunnen und bei Gründungen befolgt sein soll. Die auf solche Weise (1860/62) gegründete Brücke über den Jumnaflufs mit 14 Öffnungen zu je 62,5 m, bei der jeder Mittelpfeiler auf 10 Brunnen aus Ziegelmauerwerk ruht, die bei 4,1 m äufserem Durchmesser und 1,02 m Wandstärke bis etwa 13 m unter Niedrigwasser versenkt wurden (s. Abb. 5 u. 6, Taf. VII), ist vorbildlich geworden.[517])

Nach dem Bekanntwerden dieses Bauwerks hat die Gründung mittels gemauerter Senkbrunnen eine aufserordentliche Verbreitung gefunden, in Deutschland namentlich seit 1865, nachdem Stein durch seine Bauten bei Stettin[518]), Buresch durch diejenigen an den oldenburgischen Eisenbahnen[519]) die Zweckmäfsigkeit des Verfahrens auch für hiesige Verhältnisse nachgewiesen hatten. Sie eignet sich für Bauten der verschiedensten Art und für sehr bedeutende Gründungstiefen, sowohl wegen der Raschheit der Ausführung, als auch wegen der geringen Kosten. Sie hat besonders günstige Ergebnisse gezeigt, wenn Schichten von leicht beweglichen, durch Baggerung bequem zu entfernenden Bodenarten, wie Schlick, Moor, Sand, Kies, leichte Tonarten u. s. w. zu durchdringen waren, aber auch bei schwereren Bodenarten, namentlich bei Ton, sich oft vorteilhaft erwiesen. Der Fortgang der Arbeit wird nur sehr erschwert, wenn Hinder-

[515]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 329.

[516]) Inzwischen hatte Stephenson 1852 die Pfeiler der Nilbrücke zu Kairo in dieser Weise gegründet.

[517]) Gründung der Eisenbahnbrücke über den Jumnaflufs bei Allahabad in Ostindien. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 585; The Civilengineer 1863, Dezemberheft.

[518]) Vergl. Stein, Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn.

[519]) Vergl. Mitteilungen über die Fundierung grofser Brücken von Buresch im Notizblatt des Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 121.

nisse, wie Baumstämme, Holzreste und große Steine vorkommen, die zunächst entfernt werden müssen, ehe die weitere Senkung erfolgen kann (vergl. § 15, S. 96 bis 100). Das Beseitigen solcher Hindernisse ist meist sehr mühsam und, wenn nicht geschickte Taucher zur Verfügung stehen, oft so zeitraubend und kostspielig, daſs dadurch die Vorteile dieser Gründungsart in hohem Grade beeinträchtigt werden können.

Bei nachstehender Besprechung der hierher gehörigen Gründungsarten mögen diese nach dem Material der Senkkörper und nach der Verwendungsart der Wandungen unterschieden werden in Gründungen mittels Senkbrunnen und mittels eiserner und hölzerner Röhren oder Kasten (Kastengründung).

§ 37. Gründung mittels Senkbrunnen.

1. Gemauerte Senkbrunnen.

a) Form, Gröſse und Anordnung der Brunnen. Von den verschiedenen Grundriſsformen, die man den gemauerten Senkbrunnen gegeben hat, ist die kreisrunde, wie sie bei Wasserbrunnen üblich ist, die für das Senken günstigste und gegen den seitlichen Bodendruck am meisten widerstandsfähige. Bei der konzentrischen Form des Senkkörpers zu dem Mittelpunkt der umschlossenen Fläche ist die Auflagerung auf den Boden am gleichmäſsigsten und das Eindringen der Bodenmassen von auſsen, besonders in leicht beweglichem Boden, bei der sich bildenden kegelförmigen Baggergrube am geringsten. Für sehr tiefe Gründungen wird diese Form noch jetzt von manchen Ingenieuren als die allein richtige bezeichnet. Jedoch ist in neuester Zeit unter schwierigen Verhältnissen (vergl. unter d. β., S. 244) die Gründung des Schütthaldepfeilers für die Kornhaus-Brücke in Bern mit einem Brunnen von länglich geformtem Querschnitt mit stichbogenförmigen Endabschlüssen (s. Abb. 20, Taf. VI) erfolgt und auch schon früher haben sich bei weniger bedeutenden Tiefen rechteckige und unregelmäſsige Formen ebenfalls gut bewährt und man hat sie gern gewählt, weil sie sich in den meisten Fällen der Grundriſsform des zu tragenden Bauwerks besser anpassen lassen, als runde. So sind beim Bau des Sandtorhafens in Hamburg zur Unterstützung der Kaimauer rechteckige Brunnen von 5,3 m Länge, 4,3 m Breite und 0,72 m Wandstärke, bei den Brückengründungen an der Venlo-Hamburger Bahn rechteckige Brunnen von bis zu 6,7 m Länge und 4,5 m Breite auf 7 m Tiefe (s. Abb. 1 u. 2, Taf. VII), an der Posen-Kreuzburger Bahn quadratische Brunnen von 5 m Seite bei 0,64 m Wandstärke (s. Abb. 3 u. 4, Taf. VII), bei den Flutbrücken im Memeltale bei Tilsit rechteckige von $7{,}3 \times 5{,}9$ m mit abgestumpften Ecken abgesenkt worden.

An der oldenburgischen Bahn kommen kreisrunde Brunnen bis zu 6,50 m äuſseren Durchmesser vor, deren Versenkung ohne Schwierigkeit von statten gegangen ist. Man will dort die Erfahrung gemacht haben, daſs gröſsere Brunnen mit mehr Sicherheit tief gesenkt werden, als kleinere. Ähnliche Abmessungen, nämlich von 5,65 bis zu 7,22 m äuſserem Durchmesser bei 0,81 m Wandstärke, haben auch die Brunnen unter den Strompfeilern der Weichselbrücke bei Thorn[520]), je 3 unter einem Pfeiler (s. Abb. 7 u. 8, Taf. VII), sowie die der Flutbrücken im Memeltale bei Tilsit (6 m Durchmesser).[521])

Unregelmäſsige Grundriſsformen sind vielfach für die Brunnen unter den abgerundeten Vorköpfen von Brückenpfeilern und zu anderen Zwecken angewandt worden. Über eine eigentümliche, dem Kleeblatt ähnliche Grundriſsform, welche bei Gründung einer Kaimauer in Glasgow gewählt wurde, vergl. Abb. 11 u. 12, Taf. VII und die

[520]) Vergl. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 40.

[521]) Vergl. Die Überbrückung des Memeltales bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21 ff.

Beschreibung unter d. γ. (S. 245). Mitunter hat man auch Brunnen mit ringförmiger Grundfläche nach oben in elliptische und andere, dem Aufbau sich anpassende Formen übergehen lassen.

Gröfsere Brunnen mit mehreren Scheidewänden sind ebenfalls verwendet worden, unter anderem für die Pfeilergründung der Oderbrücke in der rechten Oderufer-Bahn und werden die Vor- und Nachteile solcher einheitlichen Brunnen gegenüber den aus einzelnen kleineren Brunnen hergestellten Fundamenten wie folgt angegeben:[522])

α. Es findet ein gleichmäfsigeres Setzen des fertigen Bauwerks infolge des gröfseren Zusammenhanges des Grundbaues statt.

β. Infolge des kleineren Verhältnisses zwischen Brunnenumfang und Grundfläche ist der Reibungswiderstand im Erdreich in Bezug auf das Gewicht des Mauerwerks geringer, woher das Senken rascher und mit geringerer künstlicher Belastung erfolgen kann.

γ. Es ist ein Schiefstellen weniger zu befürchten.

δ. Man kann, wenn der Wasserzudrang dies überhaupt zuläfst, die mittleren Brunnenabteilungen als Pumpenschachte benutzen, und die übrigen, ungehindert durch die Wasserförderung, im Trockenen ausmauern oder betonieren, worauf die Pumpenschachte zuerst unter Wasser, dann im Trockenen ausgefüllt werden.

Als Nachteile stehen dem gegenüber:

α. Das Absenken mufs vorsichtiger ausgeführt werden, weil an mehreren Stellen gleichzeitig und in ungleichen Entfernungen vom Brunnenkranze gearbeitet wird, wodurch die Gefahr für das Reifsen des Brunnens erhöht wird.

β. Der Grundbau erhält eine Mauermasse, die gröfser als notwendig ist, welcher Nachteil allerdings durch Aussparungen gehoben werden kann.

γ. Die Versenkung des grofsen Brunnenkörpers auf die Flufssohle wird bei grofsen Wassertiefen schwierig.

Die Tiefen, bis zu welchen in Deutschland Senkbrunnen ausgeführt wurden, überschreiten selten das Mafs von 8 m unter Niedrigwasser. Wie weit man aber damit von der erreichbaren Grenze entfernt ist, beweisen die Ausführungen der Bauten in Ostindien. Die bereits erwähnte Jumnabrücke bei Allahabad hat Pfeiler bis zu 13 m unter Niedrigwasser. Bei einer Brücke über denselben Flufs an der Rajpootana-Staatsbahn[523]) wurden 1872/75 gemauerte und aufsen verputzte Senkbrunnen von 3,8 m äufserem Durchmesser und 0,84 m Wandstärke, auf 0,91 m hohen schmiedeisernen Schlingen, je 3 unter einem Pfeiler, angeordnet und zwischen 18 und 23 m unter Niedrigwasser gesenkt. Die Brunnen der Jumnabrücke an der Kalkutta-Delhi-Eisenbahn und der Gorai-Brücke an der ostbengalischen Bahn[524]) sollen 22 bis 25 m tief unter Niedrigwasser abgesenkt sein.

Die Stellung der Brunnen zu einander richtet sich nach der Form und Bestimmung des Bauwerks, welches sie zu tragen haben. Kommt Seitendruck vor, wie bei Futtermauern, so stellt man sie häufig ganz nahe aneinander, um die erforderliche Ausfüllung zwischen ihnen durch Spundwände, Steinpackungen u. s. w. auf ein tunlichst geringes Mafs einzuschränken. Ein gleiches kommt bei Brückenpfeilern vor (s. Abb. 13, Taf. VII), um die Brunnen leichter gegen Unterspülung schützen zu können, um möglichst wenig an tragender Grundfläche zu verlieren und die Herstellung der oberen Verbindung durch Platten, Gewölbe u. s. w. zu erleichtern.[525])

Die Mindestgröfse der den Brunnen zu gebenden Grundfläche bestimmt sich nach der Tragfähigkeit des Baugrundes. Beispielsweise erfährt der Kies- und Sandboden bei

---

[522]) Vergl. Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Bauk., Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 164.

[523]) Vergl. Engng. 1875, II. S. 162.

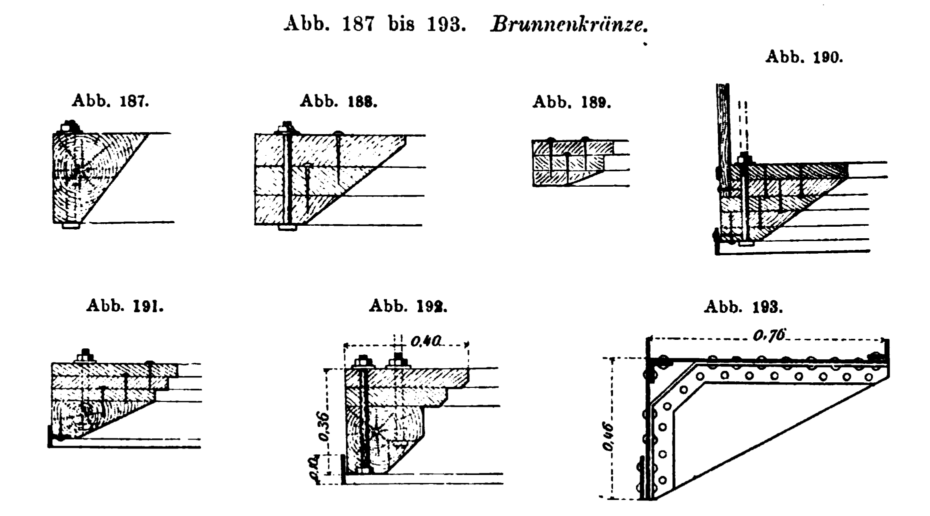
[524]) Gorai-Brücke. Engineer 1869, Dec. S. 394 u. Engng. 1872, I. S. 117.

[525]) An der Elbbrücke bei Magdeburg der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn beträgt der Zwischenraum zwischen 2 Brunnen an den Kränzen nur 0,785 m.

der Jumnabrücke unweit Sirsowa in Indien einen Druck von 4,3 kg auf das Quadratzentimeter, bei den Brücken der oldenburgischen Bahnen dagegen höchstens 3,2 kg.

In lotrechter Richtung wird der Brunnen, um während des Senkens die Reibung des Bodens an seinen Aufsenwänden zu vermindern, vielfach auf die ganze Höhe oder auf einen Teil derselben, mit etwa $^1/_{24}$ bis $^1/_{12}$ Neigung der Wände, nach oben verjüngt. Dieses Verfahren wird indessen nicht allgemein befolgt, da bei vielen Erdarten durch das Eindringen des Bodens in das Innere des Brunnens eine solche Lockerung des äufseren Erdreichs entsteht, dafs die geringe Neigung der Wände für das Einsinken fast ohne Wirkung bleibt.[526]) An der Innenseite wird der Brunnen nach unten abgeschrägt, um die Fläche, mit der er sich auf den Boden stützt, zu vermindern und dadurch das Eindringen zu erleichtern (s. Abb. 1, 3, 5, 7, 9 u. 10, Taf. VII).

Abb. 187 bis 193. *Brunnenkränze.*



b) Brunnenkränze. Die zur Unterstützung des Brunnenmauerwerks beim Senken und zur Vermehrung seines Zusammenhanges dienenden Schlinge oder Kränze werden meist von Holz gefertigt, häufig mit Eisen verstärkt, mitunter auch ganz in Eisen hergestellt. Hölzerne Schlinge erhalten gewöhnlich eine mehr oder weniger keilartige, von den Abmessungen des aufzunehmenden Mauerwerks abhängige Querschnittform. Sie werden am einfachsten aus einzelnen Bohlenlagen übereinander zusammengesetzt, durch Bolzen und Nägel verbunden und an der unteren Kante wohl noch mit einem eisernen Reif versehen. Die Herstellung der Kränze aus Verbandhölzern ist schwieriger und kostspieliger, daher weniger üblich. Einige Querschnittformen hölzerner Brunnenkränze sind in den Abb. 187 bis 192 dargestellt.[527])

[526]) Bei den Brunnensenkungen auf dem Güterbahnhof in Stettin hat sich dagegen die Torfmasse zuweilen so fest an die Brunnenwandungen gesetzt, dafs der Boden bis reichlich 2 m (7') unter dem Kranze weggegraben war, ohne dafs ein Senken erfolgte; dann geriet plötzlich der Brunnen in Bewegung und erreichte in wenigen Minuten den festen Baugrund. Deutsche Bauz. 1868, S. 380.

[527]) Bei der Huntebrücke auf der oldenburgischen Bahn bestehen die Kränze von 5 m Durchmesser aus 4 und 5 Bohlenlagen zu je 5 cm Dicke (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11); allgemein bei den oldenburgischen Brücken aus 3 bis 6 Lagen. — Quassowski hat bei seinen Ausführungen an der Berlin-Potsdamer Bahn die Kränze aus 2 bis 4 Lagen von 4 bis 8 cm starken Bohlen herstellen lassen; vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 298. — Für die Thorner Weichselbrücke sind die Kränze von 5,65 bis zu 7,92 m Durchmesser aus drei Bohlenlagen in einer Gesamtstärke von 0,63 m gebildet.

Gufseiserne, aus einzelnen Stücken mittels Flanschen zusammengesetzte Kränze finden nur selten Anwendung, häufiger solche aus Schmiedeisen, etwa nach Abb. 193 (s. S. 241).[528]) Bei Brunnen mit geraden Seitenwänden ist mehrfach vorgeschlagen worden, die Brunnenkränze in der Mitte der geradlinigen Teile tiefer hinabreichen zu lassen als an den Ecken, um das Nachrutschen des Bodens, welches wegen der Trichterform der Baggergrube unter den Seitenflächen stärker ist als unter den Ecken, zu vermindern und mehr auszugleichen. Gleichzeitig werden dadurch die Brunnen in den geraden Teilen gegen ein Nachgeben in lotrechter Richtung mehr gesichert. Bei Anwendung eiserner Verstärkungsrippen oder ganz eiserner Kränze verursacht diese Anordnung keine Schwierigkeiten.

Bei gröfseren Brunnen verbindet man den hölzernen Schling zweckmäfsig mit einem fafsartigen Aufsatz (s. Abb. 190, S. 241), nach Buresch etwa 1,5 bis 3 m hoch, bis 6 cm starken, durch Eisenringe und Nagelung verbundenen Brettern.[529])

Für die Brunnen der Kaimauer aufsendeichs des neuen Hafens in Cuxhaven hatte man zuerst, nach dem Vorbilde der Kaimauergründung in Calais (s. S. 251), Kränze aus Beton vorgesehen, jedoch barsten diese durch das keilförmige Eindringen des Erdreichs in das Innere des Brunnens und nicht weniger als 9 Kränze oder schon höher aufgemauerte Brunnen wurden unbrauchbar, so dafs man darauf schmiedeiserne Kränze anwendete, die aus liegenden I-Eisen No. 30 bestanden, welche durch ein aufsen liegendes mit ihnen vernietetes Stahlblech von 400/10 mm verstärkt waren. An den vier Ecken war der obere Flansch der Träger abgehauen, und ein Eckblech von 560/560/10 mm, mit einer unten zwischen den Flanschen liegenden Lasche vernietet, verband die beiden Träger.[530])

Bei den Brunnen für die Vorlandpfeiler der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau[531]) wurde der Brunnenkranz aus einem 20 cm hohen Stahlblech, einem 25 cm breiten wagerecht liegenden Blech und einem Winkeleisen von 150/105/13 mm zusammengesetzt. Die Brunnenmauer beginnt über dem Brunnenkranz mit einer Stärke von 0,25 m, die durch Auskragung im Innern allmählich auf 1,16 m anwächst.

Die obere Breite der Kränze wird nicht immer, namentlich nicht für gröfsere Brunnen, nach der vollen Mauerstärke der Brunnen bemessen; vielfach wird sie, um das Absenken zu erleichtern, kleiner gemacht und das Mauerwerk darüber in derselben Breite begonnen, um durch Auskragung nach innen allmählich auf die volle Stärke gebracht zu werden (s. Abb. 1, 3, 5, 9 u. 10, Taf. VII).

c) Stärke des Brunnenmauerwerks. Die Stärke, welche das Brunnenmauerwerk erhalten mufs, um gegen die in wagerechtem und lotrechtem Sinne einwirkenden Kräfte (Bodendruck, Wasserdruck, Eigengewicht des Brunnens und Belastung, Reibung und Adhäsion des Bodens) genügend widerstandsfähig zu sein, ist durch Rechnung schwer zu ermitteln, weil es kaum möglich ist, die Folgen der verschiedenen beim Senken vorkommenden Handhabungen genau zu übersehen und zutreffende Gröfsen für die Rechnung zu gewinnen. Da nun der Kostenunterschied zwischen dem Brunnenmauerwerk und dem Füllmauerwerk nicht so erheblich ist, um auf eine möglichste Einschränkung des ersteren hinzuweisen, so empfiehlt es sich, bei Bemessung der Brunnenstärke eher zu weit zu gehen, als umgekehrt. Es ist nur darauf Bedacht zu nehmen, dafs der innere Raum

---

[528]) Über eine bei der Uzlenkisbrücke im Memeltale angewandte Ausführung aus Walzeisen und Bohlen, welche sich im Sandboden ganz gut bewährt haben soll, s. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 24. — Ähnliche Kränze sind beim Bau der Elbebrücke bei Barby benutzt worden, s. Zeitschr. f. Bauw. 1883, Taf. 47.

[529]) Vergl. Notizblatt d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein u. Westfalen 1876, S. 121.

[530]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 408.

[531]) Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 242.

grofs genug bleibt, um die verschiedenen während des Senkens und des Ausmauerns erforderlichen Arbeiten bequem ausführen zu können und wenigstens in dem unteren Teil die Wandstärke nicht in einem das Senken erschwerenden Mafse zu vergröfsern.

Die Stärken des Brunnenmauerwerks sind daher sehr verschieden angenommen worden. Beispielsweise wurden bei Bauwerken in Norddeutschland kleinere Brunnen bei etwa 4 qm äufserer Grundfläche mit 1 Stein (0,25 m) starkem Mauerwerk ausgeführt. Unter günstigen Verhältnissen finden sich $1\frac{1}{2}$ Stein (0,38 m) starke Ringe bei rechteckigen Brunnen bis zu $3{,}60 \times 3{,}0$ m äufseren Seitenlängen; unter schwierigeren Verhältnissen sind bei solchen Abmessungen 2 Stein (0,51 m) starke Ringe gewählt worden. Runde Brunnen von 4,5 m äufserem Durchmesser, rechteckige von 6,7 m Länge bei 4,5 m Breite (Venlo-Hamburger Bahn, s. Abb. 1 u. 2, Taf. VII) und quadratische von 5 m Seite (Posen-Kreuzburger Bahn, s. Abb. 3 u. 4) wurden $2\frac{1}{2}$ Stein (0,64 m) stark gemacht. Die schon erwähnten Brunnen des Sandtorkais in Hamburg haben etwa 0,72 m Wandstärke, die runden Brunnen der Thorner Weichselbrücke, bei 5,65 bis zu 7,22 m äufserem Durchmesser, 0,81 m Stärke (s. Abb. 7 u. 8). Die gleichfalls runden Brunnen für die Vorlandpfeiler der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau haben, bei 10,3 m äufserem Durchmesser am unteren Ende und bei 7 m Höhe, eine Wandstärke von 1,16 m. Die rechteckigen Brunnen der Berlin-Potsdamer Eisenbahnbrücke über den Berliner Schiffahrtskanal haben bei 5,5 m Länge und 4,7 m Breite 0,94 m Wanddicke. In sehr starken Abmessungen wurden die bis zu 13 m Tiefe versenkten Brunnen der Jumnabrücke bei Allahabad ausgeführt. Sie haben bei 4,1 m äufserem Durchmesser 1,02 m Wandstärke, so dafs das Verhältnis der Ringfläche zu der Fläche des lichten inneren Raumes etwa 3 : 1 beträgt (vergl. S. 238). Bei den vorher erwähnten Beispielen deutscher Bauwerke schwankt dieses Verhältnis meist zwischen $\frac{2}{3} : 1$ und 1 : 1, steigt aber bei den Brücken der Berlin-Potsdamer Eisenbahn u. a. auf 1,5 : 1.

d) Ausführung des Mauerwerks. Wie bereits erwähnt, wird meist das Brunnenmauerwerk nicht in der vollen Stärke über dem Kranze angelegt, sondern um das Senken zu erleichtern, in den unteren Schichten etwas schwächer gehalten und allmählich durch Auskragung verbreitert.

Wo nach der Beschaffenheit des Bodens ein Abreifsen oder ein sehr ungleiches Setzen zu befürchten steht, wie es in Tonboden und bei wechselnden Bodenschichten leicht der Fall sein kann, pflegt man die Brunnen ihrer Höhe nach zu verankern. Die Ankerbolzen (je nach der Gröfse des Brunnens vier oder mehr von etwa 2 bis 4 cm Stärke) werden unter dem Schling mit Splinten oder Schrauben gehalten, ummauert und mit einem auf das Mauerwerk gelegten dünnen Kranz verbunden oder auch mit eisernen Platten verschraubt (s. Abb. 3 u. 5, Taf. VII). Bei weiterem Aufmauern werden sie nötigenfalls verlängert. Durch eine solche Verankerung des unteren Mauerwerks mit dem Brunnenschling wird die Steifigkeit des unteren Brunnenteils erhöht und damit auch die Anwendung schwächerer Brunnenringe ermöglicht.

Das Brunnenmauerwerk wird in der Regel aus scharf gebrannten Backsteinen in Zement hergestellt (seltener in Trafsmörtel, da dieser zu langsam bindet) und an der Aufsenfläche mit Zementmörtel sorgfältig verputzt, teils um die Reibung beim Senken zu vermindern, teils um den Brunnen für die spätere Ausmauerung wasserdicht zu erhalten. In neuerer Zeit sind vielfach Brunnen aus Beton oder Eisenbeton hergestellt worden. Statt des Aufmauerns kann auch ein Abstützen und Untermauern der Brunnen stattfinden.

α. Das Aufmauern der Brunnen erfolgt entweder in verschiedenen, dem Fortgange der Senkung entsprechenden Absätzen oder sofort in ganzer Höhe. Die Tiefe

der Senkung, die Gröſse der Brunnen, die Art der anzuwendenden Baggervorrichtungen und Rüstungen, die Bodenbeschaffenheit, die zu erwartende Gleichmäſsigkeit der Senkung und ähnliche Umstände sind in jedem Falle entscheidend. Es ist dabei zu beachten, daſs dem Brunnenmauerwerk, ehe es mit Wasser in Berührung tritt, genügende Zeit zum Erhärten gelassen werde.

Der Vorschlag von Millroy[532]), die Brunnen aus einzelnen fertigen Ringen von der Höhe mehrerer Backsteinschichten herzustellen, die von einer entsprechenden Hebevorrichtung erfaſst, auf den fertigen Brunnenteil gesetzt und mit diesem durch eine Zementschicht und dübelartig eingreifende Mauersteine verbunden werden sollen, erscheint nur für kleinere Brunnenabmessungen anwendbar und erfordert eine sehr genaue Arbeit.

β. Das Untermauern ist von P. Simons beim Bau des Schütthaldepfeilers der Kornhaus-Brücke in Bern zur Anwendung gebracht worden, weil bei dem unsicheren, leicht beweglichen Schüttboden durch die unvermeidliche Entstehung von Hohlräumen neben dem Brunnenmantel, sowie durch die, bei dem sonst üblichen Verfahren, mehr oder weniger ruckweise erfolgende Absenkung des Brunnens zu befürchten war, daſs diese wenn auch noch so kleinen Störungen des Gleichgewichtes, selbst bei vorsichtigem Verfahren, die ganze Halde hätten in Bewegung setzen können. Über die in mehrfacher Beziehung lehrreiche und für ähnliche Verhältnisse nachahmenswerte Pfeilergründung entnehmen wir der unten angegebenen Quelle[533]) das Folgende:

Der Pfeiler kam in eine steile Böschung zu liegen (s. Abb. 18, Taf. VI), in welcher zuerst eine etwa 16 m starke Auffüllung, dann 8 bis 9 m Lehm- und Sandboden und schlieſslich einige Meter der festen Kiesschicht zu durchfahren waren, so daſs sich im ganzen etwa 28 m Gründungstiefe ergaben. Entsprechend der Bestimmung, daſs die Belastung des Baugrundes 6 kg f. d. qcm nicht übersteigen sollte, wurden die Querschnittflächen der zwei, getrennt nebeneinander abgeteuften, nur unmittelbar unter der Geländeoberfläche durch ein Gewölbe und entsprechende Verankerungen miteinander verbundenen Brunnenkörper (s. Abb. 17, Taf. VI) gewählt, die auf gleiche Weise, aber hintereinander abgeteuft wurden. Zur Bekämpfung des bei Beginn der Arbeit einseitigen Erddrucks erhielten die Brunnen im Grundriſs (s. Abb. 20 u. 22) senkrecht zur Böschungslinie zwei gewölbte Seiten, während die gleichlaufend zu dieser liegenden geradlinig angeordnet wurden. Unter Voraussetzung der Vermeidung aller Hohlräume konnte auf diese Weise, da bei dem gleichen spezifischen Gewicht des Backsteinmauerwerks und des zu durchfahrenden Erdreichs (1,7 bis 1,8) jede Bewegung ausgeschlossen war, vorausgesetzt werden, daſs die geplante Arbeit nicht gestört würde, was in der Folge auch zutraf.

Die erste Arbeit bestand darin, den Mauerkranz bis in eine Tiefe herzustellen, in welcher der Druck der oberen Erdmassen mit Sicherheit von der unteren Böschung aufgenommen werden konnte. Hierzu wurde der Mauerkranz in vier getrennten Teilen mittels Ausschachtung hergestellt. Zuerst die untere gewölbte Stirn, dann die beiden Längsmauern und nach deren Erhärtung die obere gewölbte Seite. Dann wurde der Innenraum ausgegraben und die Längsmauern wurden gegeneinander abgespreizt, worauf das Abteufen mit Untermauerung begann.

Zur Herstellung eines bequemen Standes für die Maurer wurde die Sohle der Ausgrabung stets 1 m tiefer gehalten, als das auszuführende Mauerwerk, wobei der untere Rand des Brunnenmauerwerks durch untergelegte Bretter von 25 cm Breite und diesen entsprechende, eingerammte und dann verspreizte Spundbohlen während der Ausgrabung des Innenraumes zwischen den letzteren gestützt und vor einer Abwärtsbewegung behütet wurde. Die wagerechten Bretter hatten eine Länge, die der Stärke des Mauerwerks entsprach und boten durch zwei vorspringende Nasen den lotrechten Bohlen, welche mit Kopfring und Schuh versehen, 1,3 m tiefer hinabreichten, eine Führung. An den Längsseiten wurden die Bohlen durch doppelte, leicht lösbare Verspreizungen, an den Stirnen durch gebogene ⊔-Eisen in lotrechter Lage erhalten.

Nach Ausgrabung des Raumes, wobei die Förderung des Aushubs in Kübeln erfolgte, wurden die Verspreizungen entsprechend tiefer angebracht und an 4 verschiedenen einander kreuzweise gegen-

[532]) Vergl. Engng. 1871, S. 170 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 286.

[533]) P. Simons, Der Schütthaldepfeiler der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1897, I. S. 36, auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 412.

überliegenden Stellen (in Abb. 20 und 22 dunkel schraffiert und mit *a* bezeichnet) je 5 Spundbohlen mittels Ausgrabung und Schlagen etwa 70 **cm** tiefer getrieben. Die ihnen entsprechenden wagerechten Brettchen wurden entfernt, das freigelegte Erdreich wurde bis 30 **cm** unter Spundbohlenkopf, möglichst genau der Höhe der herzustellenden Mauerschicht entsprechend, ausgehoben, die Brettchen wurden wieder eingelegt und festgestampft, worauf die hergestellten vier Nischen mit 6 Rollschichten ausgemauert wurden. Dann verfuhr man an vier anderen Stellen (*bbbb* in Abb. 22) in gleicher Weise, welcher Vorgang sich noch zweimal wiederholte (bei *cccc* und *dddd* in Abb. 22), womit ein Mauerkranz geschlossen und das Tieferlegen, Verspreizen u. s. w. von neuem für den nächst tiefer liegenden Mauerkranz von 0,96 **m** Höhe begann. Das Mauerwerk wurde mit Mörtel satt an die äufsere Erdreichwandung angelegt, auch dann, wenn durch kleinere örtliche Einstürze oder infolge der Entfernung von Steinen gröfsere Höhlungen entstanden, die auf diese Weise vollständig ausgefüllt wurden. Als Mörtel diente eine Mischung von 500 **kg** Portlandzement auf 900 l Sand. Jeder Kranz bestand ausschliefslich aus Rollschichten, wodurch das Mauern und der Anschlufs an die obere Schicht sehr erleichtert wurde. Die oberste 2,5 bis 3 **cm** starke Fuge wurde gut mit Mörtel gefüllt und mittels flacher Eisenstangen mit Steinsplittern u. s. w. ausgestopft.

In den Längsmauern wurden je in der vierten Schicht jedes zweiten Kranzes durch auskragende Backsteine kleine Vorsprünge gebildet, welche die Verspreizungen trugen, deren Anordnung aus den Abb. 19, 20 u. 21 ersichtlich ist. In einer Tiefe von 18 **m** unter der Geländeoberfläche mufste eine Verbreiterung der Gründungsfläche vorgenommen werden, was durch ein allmähliches Hinausschieben der talwärts gelegenen Stirnmauer erreicht und dabei gleichzeitig die Mauerstärke vermehrt wurde, so dafs diese schliefslich das Doppelte der oberen Stärke betrug (s. Abb. 18). Die Ausfüllung mit Beton konnte in wenigen Tagen erfolgen.

Der östliche Brunnen hat sich während der Arbeit nur um 25 **mm**, der westliche um 11 **mm** gesenkt. In elfstündiger Tagesschicht wurden beim ersten Brunnen 2 Kränze = 1,92 **cbm** Mauerwerk, beim zweiten 3 Kränze = 2,88 **cbm** Mauerwerk in der Woche angefertigt.

Die beschriebene Art der Untermauerung wird sich überall dort zur Anwendung empfehlen, wo das Entstehen von Hohlräumen hinter der Brunnenwandung gefährlich werden kann und wo daher das Absenken des Brunnenkörpers nicht möglich ist. Das Verfahren ist billig, aber erfordert sehr zuverlässige Maurer, stete Beaufsichtigung und geht langsam, da das Erhärten des Mörtels bei jeder Schicht abgewartet werden mufs. Auch dürfen die zu durchfahrenden Schichten nicht wasserhaltig sein. Bei geringem Wasserandrang würde für das Mauerwerk rasch abbindender Zement zur Anwendung kommen müssen. Bei starkem Wasserzuflufs kann, sobald man sich rechtzeitig darauf einrichtet, die Druckluft zu Hilfe genommen werden.

γ. Brunnen aus Beton. Abweichend von der sonst üblichen Herstellung der Brunnen in Backsteinmauerwerk hat man in neuerer Zeit solche auch aus Beton oder aus Eisenbeton angefertigt.

a) Als älteste Gründung auf Betonbrunnen kann diejenige einer Kaimauer in Glasgow (s. Abb. 11 u. 12, Taf. VII) gelten, über welche Franzius[534]) das Nachstehende mitteilt:

Die Brunnen sind sämtlich aus einzelnen, rd. 0,7 **m** hohen und dabei aus mehreren Stücken zu einem Kleeblatt zusammengesetzten Ringen aufgebaut, von denen in Abb. 12, Taf. VII, zwei miteinander abwechselnde und einen regelmäfsigen Verband bildende Schichten dargestellt sind. Die unterste Ringschicht ruht auf einem gufseisernen Schling. Dieser Schling ist aus 6 einzelnen, durch Flanschen mit je 4 Bolzen miteinander verbundenen Stücken so zusammengesetzt, dafs sein äufserer Umrifs mit dem der Ringe genau übereinstimmt. Er besitzt in seinen lotrechten sowohl als auch in seinen schrägen Wandungen etwa 2 **cm** Stärke; die Wandungen vereinigen sich unten zu einer Schneide und es wird der Hohlraum zwischen ihnen mit Zement ausgefüllt. Aufser an den als Flanschen gebildeten Enden werden die beiden Wandungen an einzelnen Stellen durch Zwischenstege zusammengehalten. Die schräge Wand endlich besitzt noch einen schmalen wagerechten Rand, in dem sich einige Lappen mit Augen für das Durchstecken der Windeketten befinden.

[534]) Deutsche Bauz. 1875, S. 31.

Die Betonringe bestehen, wie schon erwähnt wurde, ebenfalls aus einzelnen in den abwechselnden Schichten verschieden geformten Stücken, deren Stofs- und Lagerfugen wie bei gewöhnlichen Quadern mit Zementmörtel ausgefüllt wurden. Die zu jedem einzelnen Ringe gehörenden Stücke wurden auf einem festen Dielenboden in hölzernen, nur aus Seiten- und Zwischenwänden bestehenden Formkasten durch Einstampfen von Beton gebildet. Sobald der Beton 3 Tage lang in den Formen gestanden hatte, wurde der Holzkasten entfernt. Die Ringe standen nun bis zu ihrer völligen Erhärtung und Verwendung in zwei parallelen Reihen innerhalb des Gleises für einen Laufkran, mit dem die numerierten einzelnen Stücke auf die sie zur Arbeitsstelle führenden Förderwagen gehoben wurden. Mit der Numerierung wurde bezweckt, dafs die in einer ganzen Form gebildeten einzelnen Stücke sich wieder in demselben Ringe des Brunnens zusammenfanden. Zum Heben mittels Winden besafs jedes Ringstück drei schräg gerichtete Löcher für die Schlufskeile der Windeketten.

Wie Abb. 12 zeigt, wurden die im Querschnitt kleeblattförmigen Brunnen so nebeneinander gestellt, dafs sich die geraden Seiten nahe berühren. Weil aber eine Fuge von einigen Zentimetern Weite unvermeidlich war, so wurde nach beendigter Senkung an der inneren Seite der Mauer zwischen je zwei Brunnen ein Spundpfahl eingeschlagen, welcher das Hindurchdringen der Hinterfüllungsmasse durch jene Fuge verhindert.

b) Für die Gründung der etwa 300 m langen Kaimauer im Hafen zu Rinteln[535]) entschlofs man sich zur Anwendung von Betonbrunnen, weil der für die Betonbereitung erforderliche grobe Kies im Boden vorhanden war, also kostenlos zur Verfügung stand und andererseits seine feste Lagerung das Rammen der für eine Betongründung erforderlich gewesenen Spundwände sehr erschwert hätte.

Abb. 194 u. 195. *Herstellung der Betonbrunnen für die Kaimauer in Rinteln.*

Abb. 194. Längenschnitt nach *G H.*

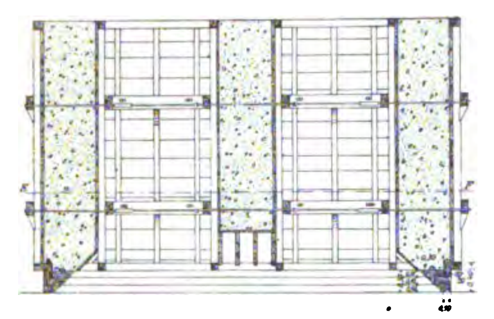
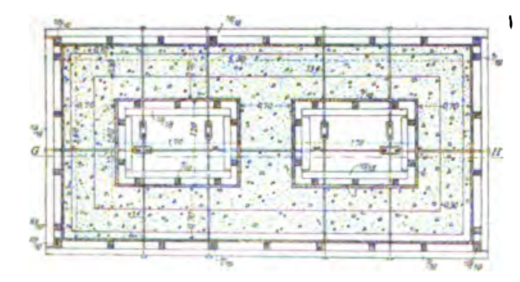


Abb. 195. Wagerechter Schnitt nach *E F.*



Es wurden rechteckige mit mittlerer Scheidewand versehene Brunnen von je 5,5 m Länge und 2,6 m Breite, aus Kies-Zement-Beton in hölzernen Formen gestampft (s. Abb. 194 u. 195), in Abständen von je 0,6 m versenkt.

Die Herstellung der Brunnen erfolgte am Absenkungsorte selbst auf einer Arbeitsbühne, die wenig unter Mittelwasserhöhe lag. Jeder Brunnen besitzt einen Kranz, der ohne Eisenbeschlag aus vier, durch Bolzen und Nägel zusammengehaltenen, buchenen Bohlen von je 10 cm Stärke so zusammengesetzt wurde, dafs die oberste hochkantig an die Aufsenseite zu liegen kam und dadurch ein seitliches Abgleiten des Brunnens verhütete.

Das Holzgerippe der Form, nebst den Bretterwänden, wurde durch runde Eisenstangen zusammengehalten, die in zwei verschiedenen, wagerechten Ebenen in der Quer- und Längsrichtung des Brunnens angeordnet, aus mehreren Stücken zusammengesetzt und in Sand eingebettet waren, um sie nach der Erhärtung der Betonmasse herausziehen zu können. Zur Erleichterung des Einstampfens wurden die Bretter der Seitenwandungen erst dem Fortschritt der Arbeit entsprechend angebracht.

Unter der mittleren Scheidewand (s. Abb. 194) waren Lehrbögen mit Schalung aufgestellt, so dafs die beiden Brunnenschachte unter ihr in Verbindung standen und sie selbst das Erdreich nie berührte.

Drei Tage nach Fertigstellung des Brunnens wurde die Holzform beseitigt. Die Absenkung begann jedoch frühestens 8 Tage später, nachdem vorher die Aufsenwände des Brunnens zur Verminderung der Reibung mit einem Zementputz geglättet worden waren. Während drei Brunnen erhärteten, wurden drei weitere hergestellt, so dafs 6 Formen benutzt wurden.

---

535) Ottmann, Brunnengründung der Kaimauer in Rinteln. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 10.

Die Absenkung der Brunnen erfolgte wie bei der Kaimauer in Calais[536]) im Trockenen unter Wasserhaltung. Je drei Brunnen wurden in Abständen von je 60 cm gleichzeitig abgesenkt, wobei nur eine Kreiselpumpe das aus dem kiesigen Untergrunde stark hervorquellende Wasser bewältigte, während im Innern der Brunnen die Kiesmassen von Arbeitern gelöst und in Kübeln hinaufgewunden wurden, um zur Betonbereitung für die weiteren Brunnen benutzt zu werden. In einem der Schächte eines jeden Brunnens befand sich das Saugrohr, im anderen wurden die Kübel gehoben und in jedem arbeiteten zwei Arbeiter und füllten das stets unter den Bogen der Scheidewand gestellte Fördergefäfs. Gleichzeitig wurden die zwischen je 2 Brunnen befindlichen Zwischenräume ausgeschachtet, nachdem vorher an den Schmalseiten buchene, mit Führungsleisten versehene Bohlen mit einer Handramme zum Abschlufs hinabgetrieben waren.

Während der Tiefsenkung dreier Brunnen begann man mit der Absenkung der nächsten drei Brunnen bis auf den, durch das benachbarte Pumpen abgesenkten Grundwasserspiegel, wodurch Zeit und Pumpenkosten gespart wurden. Ohne Störung oder Schiefstellung erfolgte in dieser Weise die Absenkung der 49 Brunnen. Für jeden Brunnen nebst zugehörigem Zwischenraum waren 5 Wasserschöpfmaschinentage zu 150 M. erforderlich, so dafs die Wasserhaltung $\frac{150}{6,1} = 24,6$ M. f. d. m Kaimauer kostete. Das Meter fertiger Kaimauer kam auf 303,25 M., während eine Betongründung 380 M. erfordert hätte. Jeder Brunnenkranz, der bei ähnlich günstigem Untergrunde fortgelassen werden könnte, kostete 110 M., also für das Meter Ufermauer $\frac{110}{6,1} = 18,30$ M.

Nach Absenkung der Brunnen wurden die Schachte mittels Kasten, die Zwischenräume mittels Trichtern ausbetoniert. Da die aufgesetzte Kaimauer mit rotem Wesersandstein verblendet ist, mufsten die Verblendsteine auf 1 m Höhe in die Brunnen bei ihrer Herstellung eingelassen werden, was durch sorgfältige und genaue Arbeit vollständig geglückt ist.

c) Zur Gründung des Gaswerks in Hamburg-Hammerbrook[537]) war des moorigen und klaihaltigen Untergrundes wegen, in dessen hohem Grundwasserstande Flut und Ebbe wechseln, ein Holzpfahlrost unmöglich, weil er zu tief hätte gelegt werden müssen, während gemauerte Brunnen für die Tiefe von 6 bis 8 m nicht sicher genug erschienen. Man entschlofs sich daher zur Anwendung von Brunnen aus Eisenbeton.

Ein Probebrunnen von 7 m Länge mit 1,8 m Durchmesser trug nach seiner Ausbetonierung ohne zu weichen 100 t. Die zur Anwendung gekommenen, nach der Bauweise von Monier hergestellten 1000 Brunnen mit 10 cm starken Wandungen wurden, um den tragfähigen Boden zu erreichen, meist länger als 8 m gemacht, hatten einen Durchmesser von 1 bis 3 m und waren bei kreisförmigem Querschnitt zur besseren Überwindung der Reibung unten etwas breiter als oben. Sie besafsen einen eisernen Schneidering, an welchem die lotrechten Eiseneinlagen befestigt waren, die durch wagerechte Drähte zusammengehalten wurden, so dafs sich Maschen von etwa 10 cm Weite bildeten.

Die Herstellung erfolgte in der Weise, dafs die innere Holzschablone die Lehre für das Drahtgeflecht ergab. Die äufsere Formwand wurde im Abstande von 10 cm herumgesetzt und mittels Bandeisenschellen fest mit der ersteren verbunden, worauf der Zwischenraum mit Kiesbeton im Mischungsverhältnis 1 : 3 bis 1 : 4 ausgestampft wurde. Nach 8- bis 10tägiger Erhärtungszeit konnte mit dem Absenken begonnen werden. Bis zur Klaischicht konnte im Trockenen ausgegraben werden, dann mufste man aber des starken Wasserzudrangs wegen mit dem Baggern beginnen, wozu mit gutem Erfolg Eimerbagger benutzt wurden.

Die 5 bis 6 m hohe Sandschicht, mit der das Gelände vorher beschüttet war, äufserte sich beim Versenken der Brunnen insofern störend, als der Sand sich so fest um die Brunnenwandung lagerte, dafs die Brunnenkörper, trotz ihrer nach unten und aufsen schräg verlaufenden Wandungen, nur durch starke Belastung zum Sinken gebracht werden konnten. Zwischen der Klai- und Moorschicht stiefs man häufig auf Baumwurzeln und Baumstämme, deren Lage aber, weil der Wasserzudrang noch gering war, durch Visitiereisen vorher festgestellt und die daher ohne zu grofse Kosten rechtzeitig entfernt werden konnten.

Nach erfolgter Absenkung der Brunnen bis auf den festen Untergrund, der durch Peilen festgestellt wurde, reinigte man das Innere der Brunnen von Schlamm und schwimmenden Klairesten mittels Beutelbagger, die genau in die Brunnen eingepafst, von Arbeitern um ihre, durch einen in den Boden sich eindrückenden Spiefs gebildete Achse einigemal herumgedreht wurden, worauf der Boden unter

536) S. unter e) S. 251.

537) S. Stohp, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1902, S. 960.

Wasser in einer Höhe von 1,5 m im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement auf 4 Teile Elbkies ausbetoniert wurde. Die übrige aus magerer Mischung (1 : 8) bestehende Betonausfüllung wurde nach Auspumpen des Wassers im Trockenen eingestampft.

Bei nahe benachbarten Brunnen wurden die Betonfüllungen erst nach Absenken aller in Frage kommenden Brunnen eingebracht, da sonst der Gegendruck auf die untere Bodenschicht Teile derselben in den neu zu senkenden Brunnen hineintrieben.

b) Bei den für die Gründung des Stadttheaters in Bern verwendeten Brunnen aus Eisenbeton lagen ganz ähnliche Verhältnisse, wie beim Bau des Schütthaldepfeilers der Kornhaus-Brücke vor (s. S. 244), so dafs die hier, statt rund, rechteckig ausgebildeten, Brunnen in einzelnen 37,5 cm hohen Ringstücken nach entsprechender Ausgrabung und stetiger Abstützung, mittels Verschalung in Eisenbeton nach unten verlängert wurden.[538])

e) Das Absenken der Brunnen. Das Senken geschieht entweder vom festen Boden aus, oder von Gerüsten, die fest oder schwimmend angeordnet werden können.

Erhebt sich an der Baustelle das Erdreich über den Wasserspiegel, so gräbt man es nahe bis zu diesem ab, verlegt den Brunnenkranz, mauert den Brunnen bis zu einer Höhe auf, wie sie unter den jedesmaligen Umständen für die Arbeit des Senkens am vorteilhaftesten erscheint und kann dann nach genügender Erhärtung des Mauerwerks mit dem Senken vorgehen. Der Brunnen findet dabei von vornherein seine Unterstützung auf dem Boden und sinkt mit der Entfernung desselben unterhalb des Brunnenkranzes allmählich tiefer. Der Boden wird im Innern des Brunnens anfangs durch Graben gelöst und durch Werfen oder Heben in Kübeln entfernt, solange das eindringende Wasser ohne Schwierigkeiten und Gefahren zu beseitigen ist.[539]) Wird der Wasserandrang zu stark oder der äufsere Wasserdruck gefahrdrohend, so mufs man zum Baggern übergehen. Bei gleichmäfsigen leichten Bodenarten genügt zur Erzielung einer regelmäfsigen Senkung gewöhnlich die Herstellung einer trichterförmigen Baggergrube, in welche der Boden unter dem Druck der Brunnenwand von den Seiten aus nachfällt (s. Abb. 9. Taf. VII). Stellt der Brunnen sich schief, so mufs die Baggerung mehr in der Nähe des höher stehen gebliebenen Teiles des Brunnenkranzes vorgenommen und so auf ein möglichst gleichmäfsiges Versenken hingewirkt werden.

Das Arbeiten vom festen Erdboden aus bietet Vorteile, die man häufig auch dann noch sich zu verschaffen sucht, wenn die Gründungsstelle unter Wasser liegt. Man bildet in solchen Fällen künstliche Inseln durch Sandschüttungen (vergl. S. 180), die man je nach Erfordernis gegen den Angriff des Stromes durch Faschinen, Steine, Säcke mit Sand, durch Stülpwände, leichte Spundwände oder in ähnlicher Weise schützt.[540])

α. An der Baustelle der Eisenbahnbrücke über die Recknitz (Stralsund-Rostocker Bahn) besitzt das Moor eine Tiefe von 6 bis 10 m und überlagert eine 3,5 m mächtige Triebsandschicht, unter welcher erst eine mit kleinen Steinen vermengte Sandschicht sich vorfindet. Bei dieser grofsen Tiefe der tragfähigen Schicht stellte sich der Berechnung nach eine Brunnengründung billiger als ein Pfahlrost, woher erstere gewählt wurde. Zur Aufführung der im offenen Wasser stehenden Pfeiler wurden künstliche Inseln geschüttet, deren Umschliefsung man durch 7 m lange, gehörig verankerte Stülpwände bewirkte, die im Januar 1887 von der festen Eisdecke des Flusses aus geschlagen werden konnten. Je zwei Brunnen eines Pfeilers wurden gleichzeitig aufgemauert und gesenkt. Bis auf etwa 7 m Tiefe konnten die Bodenmassen im Trockenen unter Wasserhaltung ausgehoben werden, in gröfserer Tiefe mufsten Vertikalbagger angewandt werden.[541])

---

[538]) P. Simons, Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 65, ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 213 und Génie civil 1900, Bd. 37, S. 151.

[539]) Vergleiche oben das Beispiel der Brunnenabsenkung in Rinteln (S. 246).

[540]) Vergl. Die Berliner Stadteisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 16.

[541]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 575.

β. Für die Pfeiler der Drehbrücke über die Peene bei Loitz wurden die aus hart gebrannten Ziegelsteinen, in reinem Zementmörtel gemauerten, 8 bis 10 m hohen Brunnen ebenfalls von künstlich im Strome hergestellten Inseln aus gesenkt, die bis 2 m unter N.W. aus einer freien Sandschüttung und darüber aus einem von Pfahlwänden umschlossenen Sandkasten bestanden. Dem Abfluſs des Wassers und der Schiffahrt wurden hierdurch keine Hindernisse bereitet. Die Bodenförderung beim Senken des Brunnens geschah durch Vertikalbagger.[542])

Ist der Wassertiefe wegen, der Art des Fluſsprofils, oder der Heftigkeit der Strömung wegen, die Bildung solcher Inseln nicht statthaft, so muſs die Brunnensenkung von Gerüsten aus geschehen. Die Brunnenkränze werden dann mittels Ketten bezw. Stangen und Schrauben aufgehängt und mit den aufgemauerten Brunnen hinabgelassen (s. Abb. 10, Taf. VII). Zur Vermeidung der oft sehr kostspieligen festen Rüstungen hat man die Brunnen auch von Schiffen aus gesenkt, namentlich im Flutgebiet; so u. a. bei einigen Brücken der oldenburgischen Eisenbahnen über die Hunte und Ems.[543])

Zum Beseitigen des Bodens unter Wasser aus dem Innern des Brunnens eignen sich, je nach Beschaffenheit des Bodens: der Sackbohrer, der Trichterbohrer, die indische Schaufel (vergl. § 16, S. 101) und lotrechte Baggervorrichtungen, die sowohl durch Handarbeit als auch durch Dampf betrieben werden können.[544])

α. Die Senkung der Brunnen für die Ufermauer am Kaiserhafen in Ruhrort wurde auf dreierlei Weise ausgeführt:

1. Durch unmittelbare Bodenförderung unter Wasserhaltung,
2. mittels Vertikalbagger,
3. mittels Sackbohrer.

1. Drei auf dem Boden des Brunnens stehende Arbeiter füllten den mit Hacken gelösten Boden in Blecheimer von etwa 0,1 cbm Inhalt, die dann durch eine Kurbelwinde von oben stehenden Arbeitern emporgewunden und in einen neben dem Brunnen liegenden Prahm abgestürzt wurden. Der Wasserandrang war durch die Pumpen stets gut zu bewältigen. 8 Mann waren für 37 M. täglich beschäftigt; die erzielte tägliche Senkung schwankte zwischen 0,02 m und 1,55 m, und betrug durchschnittlich 0,57 m. Von den 36 Brunnen sind 5 ausschlieſslich in dieser Weise gesenkt worden.

2. Der Vertikalbagger hatte fünfzehnfache Übersetzung und die Eimer faſsten 0,05 cbm. 8 Mann Bedienung für zusammen 26 M. Die erzielte tägliche Leistung betrug durchschnittlich nur 0,28 m. Dagegen waren nachteilige Bewegungen des umliegenden Erdreichs weniger zu befürchten, als bei der Bodenförderung unter Wasserhaltung.

3. Der Sackbohrer faſste 0,02 cbm und wurde hauptsächlich benutzt, wenn Brunnen gerade gerichtet werden muſsten und vor allem gegen Ende des Senkens, um den Brunnen möglichst genau auf die vorgeschriebene Tiefe zu bringen. Die Leistung war gering; die tägliche Senkung betrug durchschnittlich 0,04 m; 2 Mann waren zur Bedienung erforderlich.

Auf Grund der im Anfang gemachten Erfahrungen erschien es am zweckmäſsigsten, die Brunnen zunächst unter Wasserhaltung soweit zu senken, bis der Unterschied zwischen Auſsenwasser und Brunnensohle etwa 3 m betrug. Der gröſste Wasserspiegelunterschied, bei welchem noch Boden unter Wasserhaltung gefördert worden ist, beträgt 4,12 m. Es wurde dann mit Pumpen aufgehört und mit dem Vertikalbagger weiter gesenkt. Die letzten 0,3 m endlich wurden mit dem Sackbohrer herausgenommen. In dieser Weise sind 15 Brunnen gesenkt worden; bei 6 Brunnen kam nur der Vertikalbagger und dann der Sackbohrer, bei einem nur der Vertikalbagger zur Anwendung.[545])

β. Bei der Gründung der einen Flügelmauer der Sperrschleuse in Duisburg wurde zum Ausbaggern der rechteckig geformten, unten 5,5 m langen und 5 m breiten, auf starken eisernen Kränzen von 0,5 m Höhe aufruhenden, 5 m hoch in fettem Zementmörtel (1 : 2) gemauerten Brunnen mit 3 Stein starken Wandungen, ein Priestmann'scher Kranbagger benutzt. Die Hubhöhe wuchs von 6,5 bis zu

---

[542]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.

[543]) Vergl. auch die Gründung der Taybrücke, § 38, unter 1. c), S. 262.

[544]) Vergl. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251, und Elbbrücke bei Barby. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 296.

[545]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 255.

11,5 m, betrug also im Mittel 9 m. Das gewonnene Baggergut wurde nach jedem Hube von dem Kran etwa 8 m seitwärts verfahren und über die Fangdammwände hinweg ausgeschüttet. Bei neunstündiger Arbeitszeit wurde im Mittel eine tägliche Senkung von 0,9 m erzielt; dabei waren 4 Arbeiter, ein Vorarbeiter und ein Maschinist tätig. Die geringste Tagesleistung war 0,38 m. Die Kosten des Senkens haben f. d. cbm entfernte Masse 1,15 M. oder für das steigende Meter Brunnen rd. 34 M. betragen, ausschliefslich der Rüstungen und der Beförderung des Baggers. Auch das Betonieren und das Versetzen der Werksteine erfolgte durch den Kranbagger.[546])

Namentlich von englischen Ingenieuren sind ferner mit Vorteil Vorrichtungen angewandt worden, welche den Boden in halbflüssigem Zustande (in Verbindung mit Wasser) entfernen (vergl. § 16, S. 106). Gröfsere Steine und Hölzer können, wenn sie frei liegen, durch Teufelsklauen und ähnliche Geräte entfernt werden; finden sie sich unter den Brunnenkränzen, so macht ihre Beseitigung, wie schon erwähnt, meist grofse Schwierigkeiten, weshalb es bei bedeutenderen Bauten stets zu empfehlen ist, für vorkommende Fälle sich der Hilfe von Tauchern zu versichern (vergl. § 15, S. 100). Bei der oben erwähnten Jumnabrücke der Rajpootana-Eisenbahn in Ostindien (vergl. S. 238 u. 243) wurde in einer Tiefe von etwa 10 m ein alter Holzstamm getroffen, den man auch durch Taucher nicht zu beseitigen vermochte. Hier war man genötigt schliefslich das Druckluftverfahren in Anwendung zu bringen.

Fast bei allen Brunnengründungen ist bemerkt worden, dafs die Masse des ausgehobenen Bodens wesentlich mehr betragen hat, als der der Grundfläche und Senkungstiefe entsprechende Rauminhalt, oft das $1^1/_2$ bis 3fache des letzteren. Diese Erscheinung, welche sich dadurch erklärt, dafs der Brunnenschling stellenweise frei schwebt und beim Ausheben der Baggergrube nicht nur der Boden bis zum Brunnenkranz von den Seiten aus in die Grube nachfällt, sondern infolge des Bodendrucks und der ungleichmäfsigen Form der Böschungen auch weiter abliegende Teile nachfolgen, macht sich bei Brunnen mit geraden Wandungen mehr bemerkbar als bei runden. Durch geeignete Form der Brunnenschlinge, bezw. durch ihre Verbreiterung mittels segmentförmiger Rippen zwischen den Ecken, wie bei Besprechung der Brunnenkränze bereits angeführt wurde (s. S. 242), läfst sich der Übelstand, wenn auch nicht ganz beseitigen, so doch abmindern.

Zur Vermeidung der besprochenen Nachteile hat der Oberingenieur A. Schmidthauer auf dem Boden des Brunnens, welcher z. B. aus Beton mit eisernem Mantel und Rand besteht (s. Abb. 12, Taf. VI), eine Platte p befestigt, welche eine Anzahl Löcher besitzt. Auf diese werden Sandpumpen z (s. Abb. 12) geschraubt und zwar dicht bei einander, um für das Aufmauern (Beschweren) des Brunnens Raum zu lassen. Unterhalb der Platte sind die Verlängerungen der äufsersten vier Röhren nach aufsen gebogen, wodurch ihre saugende Wirkung über die Grundfläche verteilt wird. Aufserdem hat man es dadurch in der Hand, falls der Brunnen sich schief stellen sollte, ihn wieder gerade zu richten, indem man eine oder mehrere Röhren aufser Wirkung setzt. Ist der Brunnen in der erforderlichen Tiefe angelangt, so werden die Injektoren nebst Röhren über der Platte losgeschraubt und entfernt und die Löcher mit Beton ausgefüllt. Dieses Verfahren kann in Triebsand und ähnlichem Boden in vielen Fällen mit Vorteil angewendet werden, wo man bis jetzt zum Rammen oder zur Druckluftgründung seine Zuflucht nehmen mufste.[547])

Die beim Senken eintretende Lockerung des den Brunnen umgebenden Bodens macht eine weitere Vorsichtsmafsregel erforderlich, wenn mehrere Brunnen dicht nebeneinander abgeteuft werden sollen. Würde die Senkung der Reihe nach vorgenommen, so wird jeder folgende Brunnen teils gelockerten, teils den in seiner natürlichen Beschaffenheit befindlichen Boden vorfinden und wegen des ungleichen Widerstandes beider sich schief stellen. Um dem vorzubeugen, empfiehlt es sich, die verschiedenen Brunnen,

---

[546]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 538.

[547]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1335 und La revue technique 1895, S. 282.

etwa eines Brückenpfeilers, gleichzeitig hinabzulassen, namentlich wenn nur ganz geringe Zwischenräume angeordnet sind.

Kann dies nicht geschehen, so ist die Absenkung in einer solchen Aufeinanderfolge vorzunehmen, dafs dabei die Widerstände möglichst symmetrisch auftreten, z. B. wird man bei 3 Brunnen zuerst die beiden äufsersten und dann den mittleren absenken. Dieses Verfahren wurde bei der Gründung der Kaimauern am Vorhafen von Calais eingehalten, die aufserdem wegen des Aufbaues der Brunnen und ihrer Versenkung unter Verwendung von Druckwasser bemerkenswert ist (s. Abb. 13 bis 16, Taf. VI).

Der Boden, auf dem die Kaimauern ruhen, besteht aus sehr lockerem Sande. Um die Arbeiten im Trockenen beginnen zu können, wurde die Baugrube nach der Wasserseite hin durch einen einfachen Sandfangdamm abgeschlossen, der an einzelnen Stellen auf alten Bauwerken zu errichten war und auf vollkommene Widerstandsfähigkeit und Dichtigkeit nicht rechnen liefs. Mit der Wasserhaltung durfte man unter den vorliegenden Verhältnissen nicht tiefer als 1,25 m unter Niedrigwasser gehen. Die mit sehr starken Umfassungswänden ausgeführten Brunnen sind im wagerechten Schnitt aufsen viereckig (s. Abb. 15, Taf. VI), innen achteckig. Die gröfsten haben 8 m im Geviert und mufsten zum Teil auf mehr als 8 m Tiefe versenkt werden. Anstatt der sonst üblichen Verwendung von hölzernen oder eisernen Brunnenkränzen ist der Boden der Brunnenwände an Ort und Stelle aus Zementbeton zwischen Holzrahmen, die später beseitigt wurden, in 0,75 bis 1 m Breite und 0,5 m Höhe hergestellt worden. Nach Erhärtung des Betons wurde auf den Kränzen jeder Brunnen mit senkrechten Aufsenwänden und innerer Auskragung, bis zur Erreichung der vollen Wandstärke, aufgemauert. Die Wandstärke der in vier Gröfsen zur Verwendung gekommenen Brunnen beträgt bei den kleinsten 1 m, bei den gröfsten 2 m. Die quer zur Mauer stehenden Brunnenwände erhielten an den Aufsenflächen je 2 senkrechte Einkerbungen (s. Abb. 15), um beim Ausfüllen des etwa 0,4 m breiten Zwischenraums zwischen den benachbarten Brunnen diesen eine feste Verbindung unter sich zu geben.

Die der Reihe nach aufgestellten Brunnen wurden mit laufenden Nummern versehen; dann senkte man zuerst diejenigen mit geraden Nummern und darauf die mit ungeraden, um ein möglichst gleichmäfsiges Niedergehen zu erzielen. Zum Herausschaffen des Erdreichs diente eine aufserhalb der Brunnen aufgestellte Zentrifugalpumpe, deren Saugrohr an einem leichten Gerüst aufgehängt war und in der Mitte des Brunnens hinabging, wobei der Saugkorb stets etwas tiefer als die Unterkante der Brunnen reichte. Ferner waren vier Dampfdruckpumpen vorhanden, die mittels gufseiserner Rohre Druckwasser unter die Brunnen führten, um hier das Erdreich zu lösen. Von diesen Röhren gingen 8 längs den Innenseiten des Brunnens hinab, während drei um das Saugrohr zur Freihaltung des Saugkorbes angeordnet waren; endlich war mit der Büchse des Klappenventils ein Rohr verbunden, um hier die Ablagerung von Sand und das Festsetzen des Ventils zu verhindern (s. Abb. 13 und 16). Die Wasserstrahlen aller Rohre zusammen hielten den Sand im Wasser schwebend, wobei es viel Sorgfalt erforderte, die Wassermengen so zu regeln, dafs die Masse des ausgehobenen Wassers der des zufliefsenden immer ziemlich gleich war. Ein Schiefstellen der Brunnen wurde leicht dadurch beseitigt, dafs man die Rohre an der einen oder anderen Seite hob oder senkte, so dafs sie mehr oder weniger tief in den Sand eindrangen.

Nach vollendeter Senkung wurden die Brunnen bis 1,5 m unter Oberkante mit Beton ausgefüllt, dann leer gepumpt und im oberen Teil ausgemauert. Um die Zwischenräume zwischen den einzelnen Brunnen ausfüllen zu können, schlofs man diese durch Eisenplatten, welche durch Wassereinspritzungen bis zur Tiefe der Brunnensohlen hinabgetrieben wurden, dann wurde der in den Zwischenräumen befindliche Sand unter Zuhilfenahme der vorbeschriebenen Wasserdruckrohre entfernt und Beton eingebracht, nach dessen Erhärtung die Eisenplatten wieder fortgenommen wurden.

Die zum Senken der kleineren Brunnen auf 6,5 bis 7 m Tiefe erforderliche Zeitdauer war im Mittel 23 Stunden, die stündlich geförderte Erdmasse betrug dabei 6,35 cbm. Das Senken der grofsen Brunnen auf 8,75 m Tiefe hat durchschnittlich 45 Stunden gedauert bei einer stündlichen Förderung von 10,88 cbm Sand. Die Kosten der Senkungsarbeiten haben, für alle Brunnen durchschnittlich auf 1 cbm Brunneninhalt berechnet, 2,54 M. betragen.[548]

---

[548]) Vergl. Deutsche Bauz. 1892, S. 147 ff.; Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 69 ff.; Génie civil 1889, No. 23 bis 25 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 47.

Ein besonderes Brunnengründungsverfahren ist A. Goerke[549]) in Berlin patentiert worden, welches darin besteht, dafs das Brunnenmauerwerk in einem Abstande von 25 cm mit einem Holzmantel starr durch eiserne Bolzen verbunden wird, der etwa 1 m unter den Brunnenkranz hinabreicht. Die in Abständen von 1 m angeordneten Langhölzer des Holzmantels legen sich unmittelbar an den Brunnenkörper an, sind mit 5 cm starken Brettern verschalt und bilden auch die Stütze für den Fufs des Brunnenkranzes.

Dadurch wird erreicht, dafs der Brunnenkranz selbst sich nirgends auf den Boden aufsetzt, der Brunnenkörper beim Absenken nur die geringe Reibung an den glatten Aufsenflächen der Holzwände zu überwinden hat und der Boden durch die zwischen Mauerwerk und Mantel befindlichen Hohlräume unter dem Brunnenkranz her in den Brunnenschacht gestofsen und dann ausgebaggert werden kann, ohne dafs von aufsen her ein Nachschieben des Bodens stattfindet.

Dieses, eine gewisse Ähnlichkeit mit der Holzkastengründung (s. § 38 unter 2. b., S. 268) besitzende Verfahren hat vor dem erwähnten den Vorteil voraus, dafs gröfsere Pfeilerabmessungen bei geringeren Holzstärken des Kastens zulässig sind und dafs durch das Brunnenmauerwerk sowohl die Belastung des Kastens, als auch die bei der gewöhnlichen Holzkastengründung notwendig werdende innere Aussteifung ersetzt wird, so dafs der Innenraum für die Aushubarbeiten frei bleibt. Der einfachen Brunnengründung gegenüber ist der Vorteil hervorzuheben, dafs durch das Hinabreichen des mit dem Brunnen fest verbundenen Senkkastens unter den Brunnenrand das seitliche Eindringen des Erdreichs in den Brunnen besser verhindert wird und die Beseitigung von Baumstämmen und sonstigen Hindernissen weniger Schwierigkeiten macht, da nicht der Brunnen selbst mit seinen Unterkanten auf sie zu ruhen kommt.

Angewendet wurde das Goerke'sche Verfahren mit gutem Erfolg bei der Pfeilergründung einer Brücke im Zuge der Kleinbahn Gleiwitz-Rauden-Ratibor bei Ratibor im Überschwemmungsgebiet der Oder, in einem Untergrunde aus sandigem Ton, mit starkem Wasserandrang und vielen eingebetteten Eichenstämmen.

f) Das Ausfüllen der Brunnen. Das Einbringen des Betons, nachdem die Senkbrunnen bis auf die nötige Tiefe hinabgelassen sind, geschieht vielfach und zweckmäfsig mittels Kasten oder mit Betontrichtern (vergl. § 18, S. 138 bis 145).

Die Stärke des Betonbettes mufs so bemessen werden, dafs es nach dem Leerpumpen des Brunnens durch sein Gewicht dem Wasserdruck gegen die Sohle genügenden Widerstand zu leisten vermag; bei einem spezifischen Gewicht des Betons von beispielsweise 2,00, also wenigstens gleich der halben Wassertiefe, wenn nicht etwa nach der gewählten Form des unteren Brunnenmauerwerks (Überkragung u. s. w.) die Annahme berechtigt ist, dafs ein Teil des Drucks durch die Brunnenwände aufgenommen wird. Bei grofsen und tiefen Brunnen macht man behufs Schonung der Brunnen das Betonbett meist reichlich stark, es sei denn, dafs der Preisunterschied zwischen Betonierung und Füllmauerwerk so erheblich sein sollte, um eine Einschränkung auf das kleinste Mafs zu gebieten.

Nach Herstellung des Betonbettes pflegt man es 2 bis 3 Wochen (je nach Umständen, namentlich je nach der Beschaffenheit des Betons, mehr oder weniger) ruhen zu lassen, um genügend erhärten zu können, ehe mit dem Auspumpen des Wassers vorgegangen wird.[550]) Dann erfolgt die Ausmauerung der Brunnen, gewöhnlich in Bruch-

[549]) D. R. P. No. 128410, s. Huperz, Neues Brunnengründungsverfahren. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 580; ferner daselbst S. 651; 1904, S. 100, 163 u. 244.

[550]) Nach Buresch liefs man bei den Bauten der oldenburgischen Eisenbahnen den Beton mindestens 14 Tage ruhen, ehe der Brunnen ausgeschöpft wurde.

stein- oder Ziegelmauerwerk. Dabei ist zu beachten, dafs das Setzen des Füllmauerwerks und damit eine Trennung zwischen diesem und dem Brunnen nicht ganz zu vermeiden ist und dafs es einer sehr sorgfältigen Ausführung bedarf, um die Folgen möglichst unschädlich zu machen.

Wo zusammenhängende Teile eines Bauwerks durch mehrere Brunnen unterstützt werden sollen, erfolgt die Verbindung der einzelnen Brunnen durch Gewölbe (s. Abb. 1, 3, 15, Taf. VII u. Abb. 17, Taf. VI), durch Überkragung der Mauerschichten (s. Abb. 5, Taf. VII), durch Steinplatten bezw. Quader (s. Abb. 5 u. 8) und mitunter auch durch eiserne Träger.

Über den Schutz der dem Stromangriff ausgesetzten Grundbauten bei Brückenpfeilern, namentlich durch Steinschüttungen, vergl. § 34 (S. 216).

g) Gründungskosten für gemauerte Senkbrunnen. Die Gründung mittels Senkbrunnen besteht nach dem Vorhergehenden in einer Reihe von Leistungen, die in ihrer Mehrzahl zu den täglich bei Bauausführungen vorkommenden gehören und hinsichtlich ihrer Kosten daher vorzugsweise durch die Beschaffenheit und Lage der Baustelle, sowie durch die Tagespreise der Baustoffe und der Handarbeit bestimmt werden. Es gilt dieses von den Herstellungskosten der Brunnen und der zugehörigen Brunnenkränze, von denen der Gerüste zum Versenken der Brunnen oder der sie ersetzenden Vorrichtungen und von den Kosten der Ausfüllung der Brunnen mit Beton und Mauerwerk. Der hier in Rede stehenden Gründungsweise eigentümlich sind nur in gewissem Grade die Arbeiten der Bodenförderung und der damit zusammenhängenden Nebenarbeiten; eigentümlich insoweit, als sie in einem sehr beschränkten Raum vorgenommen werden müssen und daher manche Abweichungen von ähnlichen Arbeiten bei anderen Bauausführungen zeigen. Die nachstehenden Beispiele beziehen sich daher meist auf die Kosten der Bodenförderung, denen am Schlufs noch einige wenige über die Gesamtkosten beigefügt sind.

Bei drei Brücken über die Wümme an der Venlo-Hamburger Eisenbahn hat das Senken der durchschnittlich 9 qm Grundfläche haltenden Brunnen, wobei der Boden (Moor und Sand) anfangs unter Wasserhaltung ausgegraben, später mittels der indischen Schaufel ausgebaggert wurde, bei Senkungstiefen bis zu $4^1/_2$ m f. d. m Tiefe 19 Tagewerke erfordert, einschliefslich des Verkarrens des Bodens auf etwa 30 m Entfernung; also f. d. cbm des Brunneninhaltes 2,1 Tagewerke und bei einem Verdienst der Arbeiter von 2,5 M. an Arbeitslohn rund 5 M. f. d. cbm des äufseren Brunnenkörpers.

Bei den Pfeilern der Weserbrücken an derselben Bahn mit Brunnen bis zu 30 qm Grundfläche und 7 m Senkungstiefe sind von 5 Arbeitern für den Tag gegen 6 cbm Klai und Sandboden mittels der indischen Schaufel gebaggert und beseitigt worden, wobei die ausgebaggerte Masse das $1^1/_2$ bis 3fache des äufseren Rauminhaltes des Brunnens betragen hat. Auf 1 cbm losen Boden kommen danach 1,2 Tagewerke und auf 1 cbm des Brunnenkörpers je nach dem Mafse des Eindringens des äufseren Bodens 1,8 bis 3,6 Tagewerke.

Bei der Huntebrücke an der oldenburgischen Bahn hat die Baggerung an Arbeitslohn 2,9 M. f. d. cbm gekostet.

Bei anderen kleineren Brücken derselben Bahn sollen mit dem Trichterbohrer von 4 Mann täglich 1,5 bis 1,8 cbm Boden gefördert worden sein. Auf 1 cbm kommen danach etwa 2,4 Tagewerke.

Für die Brücke über den Schiffahrtskanal an der Berlin-Potsdamer Bahn werden die Kosten der Ausbaggerung zu 2 bis $2^1/_4$ M. f. d. cbm des mit der indischen Schaufel geförderten Baggergutes angegeben.

Über die Gesamtkosten der mit Senkbrunnen gegründeten Pfeiler an einigen Brücken der oldenburgischen Eisenbahnen einschliefslich kleinerer Geräte, jedoch ohne die Anschaffung der grofsen Geräte, wie Maschinen, Schiffe und Kettenbagger, macht Buresch folgende Angaben.[551])

---

[551]) Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 121.

Die Pfeiler sind ganz aus Backstein in hydraulischem Mörtel gemauert, die sogenannte Ummantelung auf 1 bis $1^1/_2$ Stein Stärke aus braunharten Steinen in fettem Portlandzementmörtel. Die Ausführung erfolgte zum Teil unter schwierigen Verhältnissen, namentlich hinsichtlich der Zugänglichkeit der Baustellen.

Es kostete 1 cbm Inhalt der gesamten Pfeilermassen:

1. Der Weserflutbrücken bei Bremen 41,30 M. (Arbeitslohn für den Tag 1,75 bis 2 M., Preis der sogenannten 10zölligen Backsteine am Bauplatz 21 bis 22 M. für das Tausend),
2. der Hafenbrücke bei Elsfleth 36,57 M. (Tagelohn 2,50 bis 3 M., Backsteinpreis für das Tausend 25 bis 28 M.),
3. der Huntebrücke bei Elsfleth 42 M.,
4. der Emsbrücke bei Weener 60 M. Schwierigste Verhältnisse, Tagelohn 3 bis 3,50 M., Backsteinpreis 30 bis 35 M. für das Tausend.

Bei kleineren Bauwerken an der Wannsee-Bahn bei Berlin hat 1 cbm Brunnen einschliefslich der Kränze, des Senkens, des Ausfüllens u. s. w. im ganzen 66 M. gekostet (1873), an einem zur Zeit der höchsten Baustoff- und Lohnpreise ausgeführten Bauwerk 81 M.[552])

Tabelle XVI. **Gründungskosten der Elbebrücke bei Niederwartha und der Muldebrücke bei Rochlitz, auf gleiche Einheiten zurückgeführt.[553])**

Bezeichnung des Bauwerks	Wassertiefe auf der Baustelle	Tiefe der Brunnensohle unter Wasser	Fläche der Fundamentsohle	Pfeilerfläche in Wasserhöhe	Inhalt des Pfeilermauerwerks einschl. Beton unter Wasser	Kosten der Ausführung bis zur Wasserhöhe: im ganzen	f. d. qm Sohlenfläche	f. d. cbm des ausgeführten Mauerwerks u. Betons	f. d. cbm d. Körperinhaltes a. Sohlenfläche multipl. mit Gründungstiefe
	m	m	qm	qm	cbm	M.	M.	M.	M.
Brücke üb. die Elbe b. Niederwartha[554])(1873/74)									
(Berlin-Dresdener Eisenbahn) Mittelpfeiler No. 3	0,7	4,5	93	94	461	42389	456	92	101
desgl. „ „ 4	2,5	6,0	93	94	581	72356	778	125	130
desgl. „ „ 5	3,5	7,5	93	94	661	79912	859	121	115
desgl. „ „ 6	1,0	6,5	93	94	621	55737	599	90	92
desgl. „ „ 7	0,7	5,0	73,5	74,3	312	28591	389	92	78
desgl. „ „ 8	0,1	4,5	73,5	74,3	275	22556	307	82	68
desgl. „ „ 9	0,1	3,7	73,5	74,3	217	18631	254	86	69
Brücke über die Mulde bei Rochlitz[555]) (1875)									
(Muldental-Bahn) Mittelpfeiler No. 5	1,37	5,4	49,3	26,2	234	27800	564	119	104
desgl. „ „ 6	0,57	4,6	49,3	26,2	193	24960	507	130	110

[552]) Vergl. Quassowski, Über Fundierungen mit Senkbrunnen. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 310.

[553]) Vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

[554]) 3 Flutöffnungen zu je 20 m Weite, 3 Stromöffnungen zu je 60 m und 4 Flutöffnungen zu je 20 m, Überbau für 1 Bahngleis und eine Strafse. Jeder Pfeiler ruht auf drei aus Backstein gemauerten Senkbrunnen. Baugrund: überall grober Kies mit eingemengten Steinen von Gröfsen bis zu 0,2 cbm Inhalt. Bei den Pfeilern 3, 6, 7, 8 u. 9 wurden keine Spundwände angewandt, bei den Pfeilern 4 u. 5 war die Schüttung künstlicher Inseln und das Eintreiben von Spundwänden erforderlich.

[555]) Baugrund: grober Kies mit Steinen, Pfählen und sonstigem Holzwerk untermischt, darunter fester Fels. Die 234,03 cbm Mauerwerk und Beton zerfallen in 83,91 cbm der Brunnenmäntel (Ziegel), 93,53 cbm Beton und 48,62 cbm Bruchstein-Füllmauerwerk. — Nach dem Aufsatz von C. Reiche: „Die gröfseren Brücken der Muldental-Bahn, insbesondere deren Fundierung." Glaser's Ann. f. Gewerbe u. Bauw. 1879, II. S. 421 u. 1880, I. S. 7 u. 161, betragen die in der letzten Spalte der Tabelle XVI angegebenen Kosten der Rochlitzer Brücke nicht 104 und 110, sondern 98 und 102 M. f. d. cbm.

Tabelle XVII. **Gründungskosten der Huntebrücke bei Oldenburg und der Ehlebrücke bei Gommern.**[556])

	Huntebrücke bei Oldenburg (Bremen-Oldenburger Eisenbahn).		Ehlebrücke bei Gommern (Berlin-Potsdam-Magdeburger Bahn).	
	Gründungskosten eines Strompfeilers auf drei Brunnen von 2,66 **m** äufserem Durchmesser. Baugrund: bis auf 3 **m** Tiefe Klai u. Moor, dann Sand und in 5 bis 6 **m** Tiefe Kies. Brunnen an Gerüste gehängt und mittels Schrauben hinabgelassen. Grundfläche in Höhe der Brunnensohle: 3 × 5,56 = 16,68 **qm**. Gründungstiefe unter Niedrigwasser 7,1 **m**.		Gründungkosten zweier Widerlagspfeiler, jeder auf 5 Stück eckigen Brunnen. Baugrund: unter etwas Moor, Sand und Kies mit Steinen. Brunnen von festem Boden aus gesenkt. Grundfläche in Höhe der Brunnensohle rd. 70 **qm**. Gründungstiefe unter Wasserspiegel 3,8 **m**.	
1. Kosten der Brunnensenkung, einschl. Brunnenkränze, Gerüste, Baggerung bezw. Ausschachtung:	1,8 **cbm** Eichenholz zu den Brunnenkränzen aus 3 Bohlenlagen, zusammen 0,3 **m** hoch zu 116 M.	M. 208,80	7,12 **cbm** der hölzernen Brunnenkränze, aus je 3 Lagen von 0,2, 0,3 bis 0,4 **m** breiten und 0,08 **m** starken Bohlen, zu 90 M.	M. 640,80
	27 Rammpfähle des Senkgerüstes, Material und Arbeit . . .	127,—	145 **cbm** Ausschachtung zu 60 Pf.	87,—
	12,5 **cbm** Tannenholz dazu, Arbeitslohn und Entwertung des Materials zu 23 M. . . .	287,50	38 **m** (3,8 × 10) Brunnen gesenkt zu 81 M.	3078,—
	800 **kg** Schmiedeisen zu den Senkvorrichtungen u. Brunnenkränzen zu 54 Pf.	432,—	Insgemein ½ . 1469,64 etwa .	734,20
	100 **cbm** Beton mit Trichterbohrer ausgehoben, einschl. Gerätegelder u. Nebenkosten zu 7,70 M.	770,—		
	Kosten zu 1 . .	1825,30	Kosten zu 1 . .	4540,—
2. Kosten des Mauerwerks und der Betonierung:	48 **cbm** Mauerwerk der Brunnenmäntel in Zementmörtel einschl. Verputzung zu 27 M.	M 1296,—	89,25 **cbm** Brunnenmauerwerk zu 28,50 M.	M. 2543,63
	25,8 **cbm** Beton zu 27 M. .	696,60	8,25 **cbm** in Verbindungsbögen zu 31,50 M.	259,88
	56,2 **cbm** Ziegelmauerwerk in Trafsmörtel zu 25 M. . .	1405,—	42,40 **cbm** Beton zu 31 M. .	1314,40
	Kosten zu 2 . .	3397,60	55,5 **cbm** Bruchsteinmauerwerk in den Brunnen in Zementmörtel zu 25 M.	1387,50
	Gesamtkosten zu 1 u. 2 . .	5222,90	28,9 **cbm** über denselben zur Ausgleichung zu 23,50 M. .	679,15
			230 **t** Zement zu 18 M. . .	4140,—
			Wasserschöpfen beim Herstellen der Bögen und Insgemein ½ . 1469,64 etwa .	735,44
			Kosten zu 2 . .	11060,—
			Gesamtkosten zu 1 u. 2 . .	15600,—
Für das **cbm** des ausgeführten Mauerwerks und Betons betragen die Kosten:	zu 1	14,03 M.	zu 1	20,24 M.
	zu 2	28,13 „	zu 2	49,31 „
	zusammen .	41,16 M.	zusammen .	69,55 M.
Für das **cbm** eines Körpers, welcher die Fundamentfläche in Höhe der Brunnensohle zur Grundfläche und die Tiefe unter Niedrigwasser zur Höhe hat, betragen die Kosten:	zu 1	15,46 M.	zu 1	17,07 M.
	zu 2	28,80 „	zu 2	41,58 „
	zusammen .	44,26 M.	zusammen .	58,65 M.

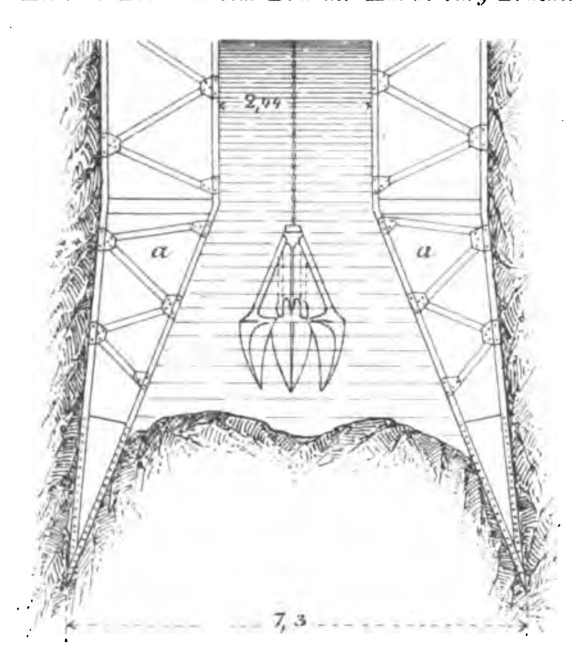
556) Vergl. Osthoff, Anfertigung von Kostenberechnungen, S. 256 und Quassowski, Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 309.

Aus den Mitteilungen verschiedener deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zu der vom Verbande gestellten Frage über die Gründungskosten gröfserer Brücken hat Funk die durchschnittlichen Gründungskosten (einschliefslich der Baustoffe) der mittels gemauerter und versenkter Brunnen gegründeten Brücken f. d. cbm zu 71 M. ermittelt.[557])

Endlich sind in den Tabellen XVI und XVII die Gründungskosten einiger Brückenpfeiler auf Senkbrunnen teils nach den verschiedenen Arbeitsgegenständen, teils im allgemeinen und auf gleiche Flächen- und Raumeinheit zurückgeführt, angegeben. In den Beispielen der Tabelle XVII betragen die Kosten für Mauerwerk und Beton bezw. 68 und 70%, die übrigen Kosten, insbesondere für Gerüste und Senkung, 32 und 30%.[558])

2. Eiserne Brunnen in landläufiger Bezeichnungsweise sind nach der auf S. 237 gegebenen Erläuterung in der Regel als „Senkröhren" anzusehen und werden im § 38 eingehender besprochen. Jedoch können auch Ausbildungsarten vorkommen, bei denen die Seitenwandungen der eisernen Röhren, ähnlich den Wandungen der steinernen Brunnen, als tragende und nicht blofs umhüllende Teile des Grundbaues auftreten, was sie zu Brunnen im engeren Sinne macht. Dies findet statt, wenn die Wandungen als versteifte Doppelwandungen hergestellt sind, deren Zwischenraum, meist noch vor dem Versenken, mit Beton ausgefüllt wird. Ein besonders bemerkenswertes Beispiel dieser Art, bei welchem auch die Gründungstiefe mit 56 m unter höchstem Wasserspiegel eine ungewöhnlich grofse ist, bietet die Gründung der Hawkesbury-Brücke in New-South-Wales in Australien.

Abb. 196.
Eiserner Brunnen vom Bau der Hawkesbury-Brücke.



Der Flufsboden besteht hier aus Schlamm und weichem Sande, unter dem als tragfähiger Baugrund fester Kies liegt. Die Brücke hat 7 Öffnungen bei je 125 m Abstand der Pfeilermitten. Zur Gründung wurde für jeden Pfeiler ein einziger Brunnen benutzt, dessen Grundrifsform sich derjenigen der Pfeiler — einem Rechteck von 15,8 m Länge und 7,3 m Breite, mit Halbkreisen an den Schmalseiten —, anschlofs und dessen Mantel aus 9 mm starkem, innen versteiften Kesselblech bestand. Im Innern des Brunnens waren 3 Baggerschächte von 2,44 m Durchmesser in 3,2 m Entfernung von Mitte zu Mitte angeordnet. Die Schächte von 6,4 mm Wandstärke waren untereinander und mit dem äufseren Mantel durch Gitterwerk aus Winkeleisen verbunden. Am unteren Ende waren Mantel und Schächte scharfkantig zusammengeführt und mit einer 25 mm starken Stahlschneide versehen. Die auf diese Weise gebildeten unten und an den Seiten geschlossenen Räume *a a* (s. Abb. 196) ermöglichten, den Brunnen schwimmend an die Verwendungsstelle zu bringen und ihn dort, durch Einfüllen von Grob-

[557]) Funk, Über die Fundierung grofser Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 103; vergl. auch Deutsche Bauz. 1877, S. 71.

[558]) Vergl. auch Brennecke, Untersuchung über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau gröfserer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600.

mörtel in die genannten Räume *a a*, zwischen Prahmen zum Sinken zu bringen. In dem Maſse, wie der Brunnen sank, setzte man oben neue Ringe auf die Umhüllung und die Baggerschächte. War die gewünschte Tiefe erreicht, so füllte man die Schächte mit Beton bis etwa zur Niedrigwasserhöhe und führte darüber gewöhnliches Mauerwerk aus. Bei einigen Pfeilern sollen durch Schiefstellen der Brunnen sich groſse Schwierigkeiten ergeben haben. Die ganze Pfeilerhöhe von Fundamentsohle bis zur Oberkante wird zu 69,2 m angegeben. Die Ausführung des Brückenbaues war von der Union Bridge Company in New-York zu dem Preise von 6540000 M. übernommen worden.[559])

3. Hölzerne Senkbrunnen. Eine von der in § 38 beschriebenen Gründung mit hölzernen Kasten ohne Boden wesentlich abweichende und in mancher Beziehung an die Anordnung der eisernen Brunnen der Hawkesbury-Brücke erinnernde Bauart ist bei Gründung der Pfeiler von der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie in Nordamerika angewandt worden. Die Strompfeiler wurden mittels hölzerner Kastenröhren von 30,5 m Länge und 18 m unterer, 15,8 m oberer Breite gegründet, deren Inneres durch 7 Quer- und 4 Langwände in 40 Abteilungen *P* und *W* (s. Abb. 197) geteilt ist. Dadurch wird ein in der späteren Betonausfüllung steckendes, die Pfeiler- bezw. Brückenlast gleichzeitig mit tragendes Gerippe von Wandungen gebildet, so daſs die Einreihung dieser Gründungsweise unter die Brunnengründung gerechtfertigt erscheint.

Abb. 197. *Gründung der Pfeiler von der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie.*

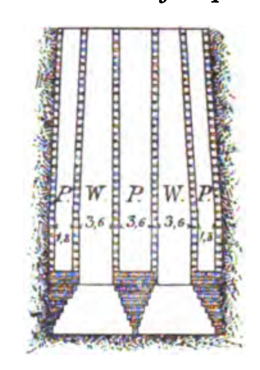
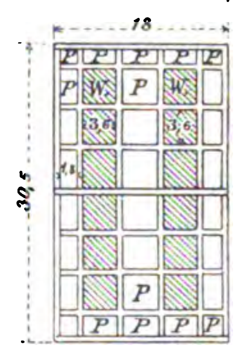


Abb. 198. *Grundriſs.*



Diese Hudsonbrücke ist eine zweigleisige Eisenbahnbrücke, deren Länge einschlieſslich der Zufahrtsrampen zu 1548 m angegeben wird. Sie hat 5 Stromöffnungen bei 160 bis 167 m Abstand der Pfeilermitten. Der Fluſs hat an der Baustelle eine Wassertiefe von 15 bis 18 m, die Wassergeschwindigkeit beträgt 1,5 m in der Sekunde und das Fluſsbett besteht aus Schlamm, Ton und Sand, darunter aus tragfähigem Kies.

Die hölzernen Kastenröhren wurden am Ufer gezimmert, schwimmend an die Pfeilerstellen gebracht und dort verankert. Die Scheidewände bestanden aus übereinander gelegten, 0,6 m starken Hölzern. Die Abteilungen *P* (s. Abb. 197) erhielten nach unten sich schneidenartig verjüngende Holzböden und wurden bei der Versenkung mit Beton bezw. Kies gefüllt. Die unten offenen 12 Abteilungen *W* dienten als Baggerschächte. War der tragfähige Baugrund erreicht, so wurden auch diese mit Beton ausgefüllt und die Oberflächen durch Taucher abgeglichen. Auf jedes der so hergestellten, bis auf 6 m unter Hochwasser hinaufreichenden Pfeilerfundamente wurde ein zweiter Holzkasten abgesenkt, dessen Boden aus einem sehr starken Schwellrost bestand und dessen Seitenwände den später zu beseitigenden Fangdamm bildeten, hinter welchem das untere Mauerwerk der Pfeiler errichtet wurde. Die Unterkante der Senkbrunnen liegt an der tiefsten Stelle 41 m unter Hochwasser und 39,5 m unter Niedrigwasser, die Oberkante der gemauerten Pfeilerteile dagegen ragt 9 m über Hochwasser hinaus. Der weitere Pfeilerbau besteht aus je 8 ausgesteiften Stahlsäulen, welche den mit seinem tiefsten Punkte auf 39,7 m Höhe über Hochwasserspiegel liegenden, nach Gerber's Bauweise als Kragträger ausgebildeten Überbau tragen. Ausgeführt wurde der Brückenbau von der Union Bridge Company in New-York.[560])

§ 38. Röhren- und Kastengründung. Hinsichtlich der Ausführungsweise schlieſst sich, wie schon im § 36 (S. 237) hervorgehoben wurde, die Röhren- und Kasten-

[559]) Scientific american 1885, S. 287 u. 292. — Génie civil 1886, S. 65 und 1891, S. 420. — Engineering 1886, April, S. 367 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 54.

[560]) Vergl. Génie civil 1888, Bd. XIV, S. 116 ff.; Ann. des travaux publics 1888, S. 2145 ff.; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 523; Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 271 u. 473 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 55.

gründung eng an diejenige der Brunnengründung an. Die Art der Unterstützung und Führung der Röhren während des Hinablassens, die spätere Ausfüllung mit Beton, Mauerwerk u. s. w. und alle dazu gehörigen Arbeiten bieten im wesentlichen wenig Abweichendes von den bei der Gründung mittels gemauerter Senkbrunnen vorkommenden bezüglichen Ausführungen. Wenn sonach in dieser Hinsicht auf das im § 37 Behandelte hingewiesen werden kann, so erfordert doch die grofse Bedeutung, welche diese Gründungsweise in neuerer Zeit, vorzugsweise in England, erlangt hat und die hohe Beachtung, welche sie verdient, ein näheres Eingehen auf einige Beispiele und Einzelheiten der Ausführung.

1. **Röhrengründung.** Die eisernen Röhren insbesondere bieten den gemauerten Brunnen gegenüber die Vorteile des innigeren Zusammenhanges der Wandung, des geringeren Widerstandes beim Eindringen in den Boden und der schnelleren Aufstellung, — Vorteile, welche besonders bei grofsen Gründungstiefen und in Fällen, wo die Senkkörper bedeutenden seitlichen Angriffen durch Strömungen u. s. w. ausgesetzt sind, zur Geltung kommen. Auch erleichtern die genannten Eigenschaften der eisernen Röhren den Übergang zum Druckluftverfahren, wenn etwa unvorhergesehene Hindernisse die Trockenlegung des Baugrundes während der Absenkung wünschenswert machen sollten. Dagegen wird durch das verhältnismäfsig kostspielige Material der Wandungen, welches in den meisten Fällen nur in verschwindendem Mafse zur Vergröfserung der Bodenfläche, also zum Mittragen, beiträgt, ein neues Element eingeführt, welches bei den gemauerten Brunnen, deren Mantel einen wesentlichen Teil des tragenden Fundamentkörpers bildet, fehlt. Allerdings darf dabei nicht aufser acht gelassen werden, dafs die eisernen Röhren, wenn sie bei Brückenpfeilern als einfache Röhrenpfeiler oder als gekuppelte Zylinder auch über Wasser bis zum Überbau fortgesetzt werden, die Ausführung von sichtbarem, ebenfalls kostspieligen Mauerwerk in Quadern oder Blendsteinen, unnötig machen und dafs daher wiederum, bei Ausfüllung mit Beton, die Herstellungskosten des aufgehenden Mauerwerks vermindert werden.

Bei kleineren Abmessungen werden die Röhren gewöhnlich aus Gufseisen, bei gröfseren aus Walzeisen hergestellt.

a) Gufseiserne Röhren werden aus Ringstücken zusammengesetzt, die entweder in einem Stück gegossen sind, oder aus mehreren Segmentteilen bestehen. Erstere Ausführungsweise vermindert die Anzahl der Verbindungsstellen, ergibt aber bei grofsen Abmessungen oft schwer zu handhabende Stücke und führt nicht selten bedenkliche Spannungen in den Ringstücken herbei. Die bis zu 3,60 m Durchmesser besitzenden, 1 m hohen und 38 bis 55 mm starken Ringe für die Pfeiler der Seinebrücke bei Argenteuil wurden in einem Stücke gegossen; die 3,5 m weiten, 1,33 m hohen Ringstücke der Pfeiler für die Niemenbrücke bei Kowno dagegen aus 4 Segmentstücken gebildet, welche mit lotrechten Verstärkungsrippen versehen, mittels innerer Flanschen und Schraubbolzen verbunden wurden. Bei mehreren englischen Bauwerken kommen Ringe von 1,8 m äufserem Durchmesser, 1,8 m Höhe und 25 mm (1 Zoll engl.) Wandstärke in einem Stück vor. An den Verbindungsstellen werden die Ringe sorgfältig abgedreht und dann an den inneren Flanschen zusammengeschraubt. Bei der Viktoria-Brücke zu Brisbane in Queensland[561]) (Australien) hat man die Ringe von 2,44 m Durchmesser in einem Stück gegossen, dann aber, nachdem sie an den wagerechten Verbindungsstellen abgedreht waren, längs angegossener lotrechten Flanschen, mit denen sie später dann

[561]) Vergl. Engng. 1875, II. S. 496.

wieder zusammengeschraubt wurden, in drei Segmente gespalten. Auf diese Weise hat man das beim Gießen der Segmente in den einzelnen Stücken leicht eintretende Werfen und das erforderliche Hobeln der lotrechten Fugen vermeiden wollen.

Der unterste, dem Kranz der Steinbrunnen entsprechende Röhrenteil wird mit einem Schneidering versehen, der, nach unten zugeschärft, meist einen etwas größeren äußeren Durchmesser erhält als die übrigen Ringstücke, um das Anhaften des Bodens an der Wandfläche zu vermindern. Bei der Seinebrücke zu Argenteuil ist der äußere Durchmesser des untersten Ringes, bei gleichem inneren Durchmesser, um 1 cm größer als der der übrigen Ringe. Mehrfach hat man auch den Kranz für gußeiserne Röhren von Schmiedeisen hergestellt.

Was das Verhalten der gußeisernen Röhren bei starker Kälte betrifft, so wird aus den Vereinigten Staaten von Nordamerika über mehrere Fälle berichtet, in welchen die Zylinder bei strenger Kälte gesprungen sind.[562]) Da die inneren Flanschen durch den Beton gehindert werden, der bedeutenden Zusammenziehung der gußeisernen Röhren zu folgen, so können solche Risse entstehen. Über ähnliche Erscheinungen bei den in großer Zahl auch in Europa ausgeführten gußeisernen Pfeilern, namentlich in dem rauhen Klima Rußlands, ist indessen bisher nichts laut geworden. In warmen Ländern, z. B. in Ostindien, soll es ferner vorgekommen sein, daß die den unmittelbaren Einwirkungen der Sonnenstrahlen ausgesetzten Röhren von den nach innen gekehrten Flanschen abgerissen sind, weil diese, weniger erwärmt, nicht in gleichem Maße sich ausgedehnt haben. Man soll daher in neuerer Zeit dort die Zylinder auf die Breite der Flanschen im Innern mit Holzstäben bekleiden.

b) Schmiedeiserne Senkröhren werden meist aus Blechringen, deren Höhe der im Handel üblichen Blechbreite entspricht, zusammengesetzt; dabei werden die Ringe an den wagerechten Verbindungsstellen sorgfältig bearbeitet, durch Laschen verbunden und in lotrechter Richtung durch Winkeleisen versteift.[563])

α. Bei dem Kistna-Viadukt in Ostindien[564]) bestehen die Pfeiler für die Brückenträger von 34 m Spannweite aus je zwei schmiedeisernen mit Zementbeton ausgefüllten Zylindern von 3 m unterem und 2,1 m oberem Durchmesser. Die lotrechten Verbindungen der eisernen Wandungen sind dabei durch 8, vom Fuß bis zum Kopf durchgehende und mit außerhalb liegenden lotrechten Flacheisen vernietete Winkeleisen gebildet, die wagerechten Stöße der an den Ringflächen sauber bearbeiteten Ringe durch innere und äußere miteinander vernietete Laschen gedeckt.

β. In dem Beispiel der Serethbrücke in Rumänien[565]) (s. Abb. 15 u. 16, Taf. VII) bestehen die 4,5 m im Durchmesser haltenden Röhren, deren zwei zu einem Pfeiler gehören, aus einzelnen 1,23 m hohen Trommeln von 17 mm starken Eisenblechtafeln, die oben und unten angenietete Winkeleisen tragen und mittels dieser aufeinander durch Schraubbolzen befestigt wurden. Um eine wasserdichte Verbindung herzustellen, hat man hier mit heißem Asphaltteer getränkte Wergstränge zwischen die Winkeleisen gelegt und die Fugen von innen und außen kalfatert. Dieses Beispiel dient gleichzeitig zur Verdeutlichung der zuerst von dem englischen Ingenieur Leslie angewandten Hebergründung (s. § 16, S. 106). Nur wurde hier statt eines Bohrers ein am unteren Ende der das Heberrohr umgebenden Röhre angebrachter Pflug um 180° durch Arbeiter vor- und rückwärts bewegt, nachdem im Innern der zu senkenden Pfeilerröhre durch Zuführen von Wasser ein um 1,25 bis 2,5 m höherer Wasserstand als außen hergestellt worden war und als solcher erhalten wurde. Durch die hierdurch im Heberrohr entstehende Wasserströmung von unten nach oben wurde der gelöste Boden mit fortgerissen, wobei aller-

[562]) Nach den Angaben des Ingenieurs Trautwine im Journ. of the Franklin Institute 1873, I. S. 307.

[563]) Vergl. Gründung der Taraczbrücke in der Zeitschr. d. ungar. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874. — Hier ruht jeder Pfeiler auf 2 Zylindern von 4,19 m Durchmesser. Diese bestehen aus dem 0,18 m hohen, nach unten kegelförmig erweiterten Senkringe und 3 bis 4 anderen 0,95 m hohen Ringen von 6 mm starkem Blech.

[564]) Vergl. Engng. 1871, I. S. 285.

[565]) Vergl. Kubale, Heberfundierung für Straßen- und Eisenbahnbauten. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

dings Steine durch Taucher heraufgeholt werden mufsten. Zur gröfseren Sicherheit gegen Unterspülung wurden nach Absenkung der Röhren noch innerhalb derselben Pfahlroste aus je 14 Pfählen angeordnet, ein Verfahren, welches auch in anderen Fällen angewendet worden ist (vergl. § 39).

γ. Die beim Bau der Brücke über den Goraiflufs in Ostindien[566]) gleichfalls unter Anwendung des Leslie'schen Verfahrens versenkten Pfeiler bestehen aus je zwei 11,36 m voneinander abstehenden Zylindern, deren unterer Teil von 9,45 m Höhe und 4,28 bis 4,07 m Durchmesser aus Eisenblech, deren oberer Teil aus Gufseisen besteht. Das Hinablassen der Röhren bis auf eine Tiefe von 30 m unter Niedrigwasser erfolgte von einem auf Pontons ruhenden Arbeitsboden aus, wobei die Stellung der Röhren durch Verankerungsketten mit Flaschenzügen geregelt werden konnte. Ein vorläufig in jeden Rohrzylinder eingeschalteter hölzerner wasserdichter Boden vermehrte den Auftrieb während des Absenkens. Der den Erdbohrer tragende hohle Schaft bestand aus zwei ineinanderliegenden Röhren von 0,66 bezw. 0,33 m Durchmesser mit luftdichten Wandungen, deren Zwischenraum nach Erfordernis mit Wasser gefüllt werden konnte. Zur Entfernung des Bodens diente ein in den Schaft gestellter Heber. Der Durchmesser des Bohrers betrug 2,75 m und bei durchschnittlich einer Umdrehung in 1 bis 2 Minuten sind die Zylinder etwa 0,3 m in der Stunde gesenkt worden.

c) Das gewöhnliche Verfahren beim Versenken eiserner Röhren zeigt Abb. 14, Taf. VII. Es ist dies das Beispiel des Pfeilerbaues der Brücke über den Usk[567]) auf der Pontypool-Caerleon-Newport-Eisenbahn in England. Man hat hier mittels einer Dampfmaschine das Wasser aus dem Innern der Zylinder ausgepumpt, bezw. auf sehr niedrigem Stande erhalten und dadurch bei den meisten Pfeilern ermöglicht, den Boden zu Tage in die Gefäfse zu laden und hochzuwinden. Einige Röhren sind, um ihr Sinken bis auf den Felsboden zu beschleunigen, mit Steinen belastet und mit 4 Flaschenzügen in Verbindung gebracht worden, welche teils nach unten, teils aber auch seitlich wirkten und dadurch zur Geradestellung der Röhren dienten. Eine weitere Führung erhielten diese in ihrem unteren Teil durch hölzerne Rahmstücke. Baumstämme, welche bei 2 Zylindern das Absinken verhinderten, wurden durch Taucher beseitigt.

Statt einer Bepackung des oberen Ringes mit Steinen oder sonstigen Beschwerungsgegenständen zur Beförderung des Absenkens hat man die Belastung der Röhren auch durch Absetzen von gufseisernen Segmentstücken auf die nach innen vorspringenden Flanschen bewirkt, wodurch gleichzeitig der ohnehin enge Arbeitsraum frei gehalten werden kann. Einen gleichen Zweck verfolgt die Ausfütterung der Rohrwandung mit Backsteinmauerwerk, das den Röhren, bei sparsamer Verwendung des Eisens, aufserdem eine gröfsere Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit gibt. Beispielsweise ist dies bei den Röhrenpfeilern der Taybrücke in Schottland geschehen, zu deren Gründung verschiedene Verfahren der Absenkung, nach Mafsgabe der während der Ausführung entstandenen Schwierigkeiten, zur Anwendung gekommen sind.

Über die Pfeilergründungen dieses in den Jahren 1871 bis 1878 ausgeführten, höchst bemerkenswerten Bauwerkes, welches infolge mangelhafter Ausführung der gufseisernen Pfeileraufbauten am 28. Dez. 1879 bei einem heftigen Orkan, während des Hinüberfahrens eines Eisenbahnzuges, eingestürzt ist, sowie über die Gründung der in den Jahren 1882 bis 1885 neu aufgebauten Brücke, mögen einige Angaben folgen.[568])

---

[566]) Vergl. Engng. 1872, I. S. 117.

[567]) Vergl. Engng. 1874, I. S. 61.

[568]) Ausführlichere Mitteilungen sind enthalten über die alte Taybrücke in Engineer 1873, I. S. 197; 1878, I. S. 9 u. 208. — Engineering 1876, I. S. 371, II. S. 164; 1878, I. S. 91 u. 181. — Builder 1876, I. S. 356 u. 900. — Deutsche Bauz. 1873, S. 52; 1880, S. 111. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 113. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, II. S. 449 u. 497; 1880, I. S. 87, 147, 167. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 70. — Über die neue Taybrücke: Engineering 1881, I. S. 577; 1885, I. S. 689. — Deutsche Bauz. 1883, S. 496. — Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 58. — Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 354 u. 363.

I. Gründung der Pfeiler der alten Taybrücke.

Der Firth of Tay hat an der Brückenstelle eine Breite von etwa $3^1/_4$ km, eine Wassertiefe im mittleren Teil von 9 m und einen Flutwechsel von 4,4 m. Die Brücke mit eisernem Überbau, dessen Unterkante, um den Schiffsverkehr nicht zu hindern, im mittleren Teil 26,8 m über Flutspiegel liegt, hat 85 Öffnungen mit folgenden Weiten:

11 zu 74,7 m	zwischen den Pfeilermitten.	21 zu 39,4 m
2 „ 69,2 „		2 „ 26,5 „
1 „ 50,6 „		28 „ 20,6 „
1 „ 49,6 „		6 „ 8,8 „ (zwischen den Pfeilermitten.)
13 „ 44,4 „		

Hieran schliefsen sich noch an der Nordseite eine 30,5 m weite, mit Parallelträgern überbrückte Öffnung und 3 mit Blechträgern von je 8,8 m Spannweite überspannte Öffnungen.

Erstes Gründungsverfahren. Nach dem ursprünglichen Entwurf sollten die Pfeiler in Backsteinmauerwerk ausgeführt und mittels je zweier, einzelstehender eisernen Röhren gegründet werden. Dieser Absicht lag die auf Bohrversuche gestützte Annahme zu Grunde, dafs der von Ton und Geschiebe überlagerte Felsboden überall in mäfsiger Tiefe zu erreichen sein würde; eine Annahme, die sich bald als nicht zutreffend erwies.

Man begann mit den Pfeilern an der Südseite, wo die ersten drei noch im Trockenen herzustellen waren. Für die dann folgenden Strompfeiler erhielten die eisernen Röhren Durchmesser von 2,9 m bei 3,8 m Abstand der Mitten.

Die Röhren, aus schmiedeisernen Glocken und gufseisernen Mänteln darüber bestehend, wurden am Ufer aufgestellt und in ihrem unteren Teil, etwa bis zu der nach ihrer Versenkung dem Ebbespiegel entsprechenden Höhe, mit einem inneren Ring von Backsteinmauerwerk in Zementmörtel bekleidet. Dann flöfste man die ungefähr 40 t wiegenden Körper bei eingetretener Flut zwischen Prahmen an die Baustelle, liefs sie mit der Ebbe auf den Grund sinken, setzte Luftschleusen auf und bewirkte das weitere Versenken mit Hilfe von Druckluft in der bekannten Weise. Jede Röhre hatte eine besondere Dampfmaschine und Luftpumpe, welche auf der ausgekragten Arbeitsbühne der Luftschleusen Platz fanden. Die Förderung des Bodens geschah in Eimern durch Handarbeit.

War der, meist 2,5 bis 4,5 m unter Flufssohle liegende, Felsen erreicht und abgearbeitet, so wurde der innere Raum der Röhre bis zur Niedrigwasserhöhe mit Beton ausgefüllt, darauf der vorläufig aufgesetzte Teil des eisernen Mantels in dieser Höhe entfernt und der Pfeiler mit Backsteinen in Zement bis zur erforderlichen Höhe aufgemauert. In dem oberen Teil vom Flutspiegel bis zum Auflager hatten die beiden Pfeilerzylinder einen Anlauf von 1 : 60 und waren durch einen 0,76 m breiten Steg aus Ziegelmauerwerk miteinander verbunden.

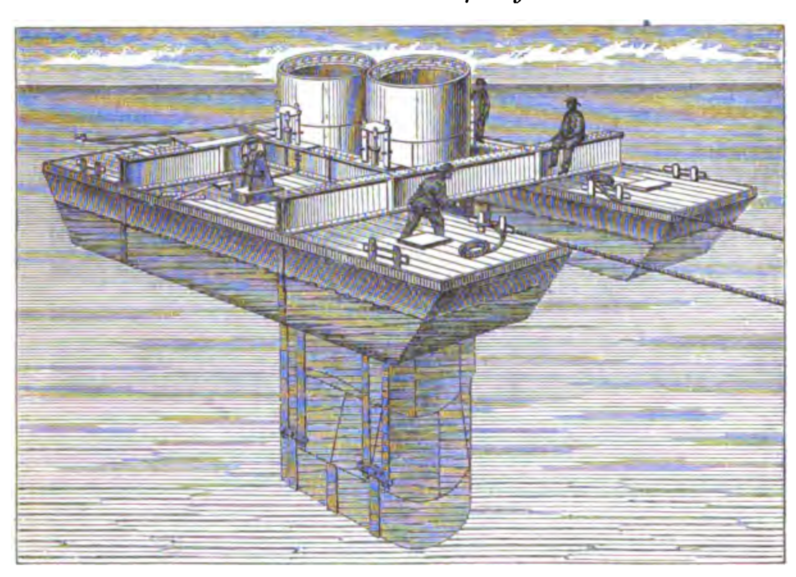
Zweites Gründungsverfahren. Die ersten 6 Strompfeiler wurden in der beschriebenen Weise gegründet. Man hatte jedoch bei der geringen Grundfläche der Röhren, die den heftigen Angriffen der Wellen und des Stromes ausgesetzt waren, grofse Schwierigkeiten bei dem Versenken zu überwinden gehabt; häufig war die eine Seite der Röhre auf einen Stein geraten, während die andere im leichten Boden ruhte, sie stellte sich dadurch schief und fiel in drei Fällen, infolge heftigen Seeganges um. Es fehlte den Röhren die genügende Standsicherheit.

Um diesem Mangel abzuhelfen, beschlofs man, das Versenken getrennter Röhren aufzugeben und für jeden Pfeiler einen zusammenhängenden Grundbau herzustellen, auf welchem sich die beiden runden Stützen aus Backsteinmauerwerk erheben sollten. Zu dem Zweck stellte man für jeden Pfeiler am Ufer einen schmiedeisernen Kranz (0,9 m hoch, 3,2 m breit, 6,8 m lang) mit geraden Langseiten und halbkreisförmig abgerundeten Enden auf; darüber einen nach oben sich etwas verjüngenden Mantel aus Gufseisen (1,5 m hoch) mit 0,75 m breiten oberen Flanschen. Beide Teile bildeten zusammen den für das Versenken erforderlichen Arbeitsraum von 2,4 m Höhe, in welchem 2 Arbeiterschichten von je 6 Mann Platz finden konnten. Über diesem Kasten wurden zwei hohle Zylinder von 2,9 m äufserem, 1,2 m innerem Durchmesser innerhalb gufseiserner, aus je 4 Segmenten zusammengesetzten Röhrenumhüllungen von 19 mm Wandstärke in Backsteinen mit Zement aufgemauert. Dabei wurde zwischen dem Gufseisen und dem Mauerwerk ein Raum von 50 mm frei gelassen, den man später mit Zement ausgegossen hat. Die gufseisernen endgiltigen Umhüllungen reichten bis zum Ebbespiegel.

Um diese aus Eisen und Mauerwerk aufgebaute, etwa 140 t schwere Masse vom Ufer nach der Verwendungsstelle zu befördern, benutzte man zwei Pontons, die durch zwei schmiedeiserne Träger so zu verbinden waren, dafs zwischen diesen und den Pontons der Mantelkörper des Grundbaues auf-

gehängt werden konnte. Letzteres geschah mittels Eisenstangen, die paarweise an dem Caisson befestigt waren und in ihren oberen Teilen mit den Kreuzköpfen der auf den Trägern aufgestellten hydraulischen Pressen verbunden wurden. Sie waren hier in Abständen von 0,3 m, entsprechend dem Hube der hydraulischen Pressen, mit Löchern versehen, in welche stählerne Bolzen paſsten, die abwechselnd die Last auf die Kreuzköpfe der Preſskolben oder unmittelbar auf die eisernen Träger übertrugen (vergl. Abb. 199).

Abb. 199. *Schwimmende Rüstung für die Röhrenpfeiler der ersten Brücke über den Firth of Tay.*



Vor dem Hinausflöſsen der am Lande zusammengestellten Pfeilermasse wurden die schmiedeisernen Träger mit den Senkvorrichtungen in solcher Höhe mit dem Caisson verbunden, daſs letzterer, wenn die Pontons unter die Träger gebracht mit steigender Flut die ganze Last vom Boden abhoben, 2,4 m tief ins Wasser eintauchte. Waren die Pontons an die Baustelle bugsiert und festgelegt, so wurde sofort mit dem Versenken begonnen und bei regelrechtem Fortgang der Arbeit mit eingetretenem Niedrigwasser das Fluſsbett erreicht. Vor dem weiteren Versenken wurden vorläufige eiserne Umhüllungen, bis etwa 2 m über Fluthöhe reichend, angebracht und innerhalb dieser die Maurerarbeiten so hoch geführt, als es zur richtigen Belastung des Caissons nötig war; sodann konnte mit Hilfe aufgesetzter Luftschleusen das Wasser mittels Druckluft aus dem unteren Arbeitsraum ausgetrieben und die Gründung sowohl, wie die weitere Aufmauerung der Pfeiler vollendet werden.

Drittes Gründungsverfahren. Die Gründung der aus zwei gemauerten Zylindern auf gemeinschaftlichem Grundbau bestehenden Pfeiler war bis zum 15. Strompfeiler, von der Südseite gerechnet, gediehen, als unvorhergesehene Schwierigkeiten zu einer Änderung des Gründungsverfahrens und des Pfeileraufbaues führten. Beim Versenken des Caissons für den 15. Pfeiler entdeckte man nämlich ein plötzliches Abfallen des Felsens, welches ein Umkanten des Pfeilerfundamentes veranlaſste und dessen Wiederbeseitigung durch Sprengen nötig machte. Man war zu der Überzeugung gelangt, daſs bei den folgenden Pfeilern der Felsen in nutzbarer Tiefe nicht zu erreichen sei und daſs man deshalb die übrigen Fundamente auf die den Felsen überlagernden Ton- und Kiesschichten setzen müsse.

Mit Rücksicht auf die, wenn auch genügende, doch jedenfalls geringere Tragfähigkeit der Alluvialschichten, gegenüber der des Felsens, beschloſs man nun, zunächst die Last der Pfeiler zu vermindern und diese deshalb nur bis 1,5 m über Hochwasser aus Mauerwerk, in den oberen Teilen aber aus guſseisernen Stützen herzustellen.

In weiterer Abänderung des früheren Entwurfs sollte das Pfeilerfundament je aus einem im Grundriſs ovalen Betonkörper von 7,1 m Länge, 4,1 m Breite und 6,1 m Dicke gebildet werden, für welches eine genügend tragfähige Ton- oder Kiesschicht meist in einer Tiefe von 5,5 m unter dem Fluſsbett sich vorfand.

Nur in 5 Fällen war der Grund so weich, daſs zunächst 12 m lange Pfähle eingetrieben werden muſsten. — Zur Herstellung des erwähnten Betonfundamentes wurde ein 6,1 m hoher, oben und unten offener Kasten aus Schmiedeisen am Ufer zusammengebaut und mit einem 0,35 m starken Ringmauerwerk ausgefüttert. Auf diesen wurde sodann ein zweiter, ebenfalls 6,1 m hoher Kasten, aber ohne Mauerwerk vorläufig aufgesetzt, um das Versenken zu erleichtern und die unten beschäftigten Arbeiter gegen die Strömung zu schützen. Der 12,2 m hohe Kasten wurde dann mit Pontons an Ort und Stelle gebracht und mit hydraulischen Pressen, wie bei den früheren Gründungen, auf den Boden hinabgelassen.

Für die weiter erforderliche Versenkung hatte man sich entschieden, von der Anwendung des Druckluftverfahrens abzusehen. Welche Gründe zu dieser Entscheidung geführt haben, geht aus den vorliegenden Berichten nicht hervor. Bei dem stürmischen Wetter mögen sich die schweren Lasten der Luftschleusen mit Zubehör am Kopfe der Senkröhre als nachteilig erwiesen haben. Es ist auch nicht unwahrscheinlich, dafs ein am 26. August 1873 stattgehabter Unfall zu dieser Abänderung geführt hat. An diesem Tage ist nämlich bei Gründung eines aus zwei gemauerten Zylindern bestehenden Pfeilers eine der oberen Luftkammern geplatzt und das Wasser in die untere Arbeitskammer gedrungen, wobei 6 Mann getötet wurden. Die Ursache dieses Unfalls ist nicht aufgeklärt. Die gesprengten gufseisernen Platten sollen für einen Druck von 30 Pfd. f. d. Quadratzoll berechnet und einem solchen von nur 14 Pfd. zur Zeit des Unfalles ausgesetzt gewesen sein.

Das Verfahren, welches man angewandt hat, um die Caissons auf den tragfähigen Baugrund hinabzubringen, besteht in der Beseitigung der loseren Bodenschichten ohne Trockenlegung der Baugrube unter Benutzung des für diesen Zweck hergestellten Reeve'schen pneumatischen Exkavators (vergl. S. 107).

Mit dem Ausheben des Bodens aus dem Innern des Kastens sank dieser durch sein eigenes Gewicht allmählich tiefer. War der tragfähige Baugrund erreicht, so konnte die Ausfüllung mit Beton, demnach die Entfernung des oberen vorläufigen Teiles des Kastens und die Umschüttung mit Steinen zur Sicherung gegen Unterspülung erfolgen.

Das Betonbett, welches in der Regel etwa 0,3 m über die Flufssohle sich erhob, war damit zur Aufnahme des Pfeilermauerwerks fertig. Letzteres wurde für den unteren Teil des Pfeilers bis Niedrigwasserhöhe am Ufer aus Backsteinen in Zementmörtel hergestellt und zwar, um das Gewicht möglichst einzuschränken, als hohler Körper von 6,7 m Höhe, im Grundrifs ein längliches Sechseck von 6 m Länge und 3 m Breite bildend. — Nach genügender Erhärtung dieses Mauerkörpers hing man ihn mit Hilfe der bereits beschriebenen Vorrichtungen zwischen Pontons auf, bugsierte ihn an die Baustelle und liefs ihn hier auf das sorgfältig vorbereitete Betonbett hinab. Nachdem später der Innenraum mit Beton ausgefüllt war, konnte der übrige Teil des Pfeilers zwischen den Fluten aufgemauert werden.

Vierzehn Pfeiler hatte man in dieser Weise gegründet und damit die Stelle erreicht, wo die grofsen Felder mit 74,7 m Abstand der Pfeilermitten herzustellen waren. Bei der Gründung der Pfeiler für diesen mittleren Teil der Brücke, beschlofs man das zuletzt befolgte Verfahren im wesentlichen beizubehalten. Die erheblich gröfsere Last, welche die Pfeiler hier zu tragen bekommen, verlangte nur eine entsprechende Grundsohlenverbreiterung. Man änderte daher die ovale Grundrifsform des Betonkörpers in eine Kreisfläche von 9,4 m Durchmesser ab. Die zugehörigen Kasten haben eine Gesamthöhe von 13,6 m erhalten, von der 7,6 m auf den vorläufigen Teil kommen. Mit Einschlufs des 0,35 m starken, zur Versteifung des unteren Teils angebrachten Mantelmauerwerks, soll ihr Gewicht gegen 200 Tonnen betragen haben, welches mit 4 hydraulischen Pressen auf das Flufsbett hinabgelassen worden ist.

Die auf dem Betonbett ruhenden, am Ufer hergestellten, sechseckigen hohlen Mauerkörper haben 8,2 m Länge, 4,9 m Breite und 6,7 m Höhe.

An die 13 grofsen Schiffahrtsöffnungen des mittleren Brückenteiles reihen sich nordwärts 12 Öffnungen, für welche die zugehörigen Pfeiler wieder als Doppelröhren gegründet wurden.

Pfeiler am Nordende der Brücke. Auf dem in einer Krümmung von 402 m Halbmesser liegenden nördlichen Teil der Brücke bestehen die Pfeiler in ihrer Mehrzahl aus je drei gufseisernen Pfählen, die in den hier vorkommenden Sandablagerungen nach dem von Brunlees erfundenen Verfahren durch Spülung mittels eines kräftigen Wasserstrahles eingetrieben wurden.

Der Einsturz der Brücke ist, wie die Untersuchung ergeben hat, durch die mangelhafte Ausführung der Pfeileraufbauten verursacht worden. Die Gründungen haben keine Mängel erkennen lassen.

II. Gründung der Pfeiler der neuen Taybrücke.

Beim Bau der neuen Taybrücke, welche in geringer Entfernung von der alten die, den stärksten Stürmen und hohem Seegange ausgesetzte, Meeresbucht des Tay überschreitet, sind die Schwierigkeiten, welche bei dem älteren Verfahren die sichere Verankerung der Pontons und die nachfolgenden Senkungsarbeiten so sehr erschwert haben, in sinnreicher Weise dadurch umgangen worden, dafs der Unternehmer Arrol das zur Versenkung der eisernen Röhren dienende Prahmgerüst mit vier in lotrechter Richtung beweglichen Beinen in Verbindung gebracht hat, so dafs der schwimmend an Ort und Stelle bugsierte Prahm nach Niederlassen und Feststellen der Beine an diesen gehoben und mit der Arbeitsbühne in beliebiger Höhe festgestellt, nach Vollendung der Versenkungsarbeiten wieder abgefahren und an anderer Stelle

von neuem verwandt werden konnte. Von den in verschiedenen Abmessungen hergestellten Rüstungen zeigen die Abb. 200 u. 201 eine in Grundrifs und Querschnitt.

Der schwimmende Teil war aus fünf wasserdichten eisernen Pontons in Form eines an den Enden geschlossenen H, in welchem zwei Öffnungen für die Röhrenbrunnen verbleiben, zusammengesetzt. An den Enden des Hauptpontons befanden sich die vier Öffnungen zur Aufnahme der verstellbaren Beine, mit denen die Rüstung auf das Flufsbett abgestützt wurde. Die Stützen der Beine waren bei den gröfsten Rüstungen 19,5 m lang und bestanden aus starken, unten offenen Röhren von 2 m Durchmesser; die kegelförmigen Füfse hatten einen unteren Durchmesser von 3,6 m und waren in einer Entfernung von 0,75 m vom unteren Rande im Innern mit einer Sohlplatte aus Eisenblech versehen, um das zu tiefe Einsinken in das Flufsbett zu verhindern. An den Stützen waren vier kräftige Stahlplatten in zwei gegenüberstehenden Paaren befestigt. In diese Platten waren Löcher von 130 mm Durchmesser in 225 mm Abstand gebohrt, zur Aufnahme der Stehbolzen, welche die Rüstung trugen. In der durch die Platten gebildeten Nut konnte sich ein mit Gleitschienen versehener, mit dem Prahm fest verbundener Wasserdruckzylinder bewegen, mittels dessen Kolben die Hebung und Senkung der Stützen, bezw. des Prahmes geschah, während eine dauernde Feststellung beider Teile gegeneinander durch Einsetzen von Bolzen in entsprechende Löcher der Gleitschienen am Zylinder und an den röhrenförmigen Stützen erreicht wurde. War die Arbeitsbühne in die richtige Höhenlage über Hochwasser gebracht, so wurden Ventile in dem Boden der Hauptpontons geöffnet, so dafs das Wasser einlaufen konnte, wodurch jedes Treiben bei hohen Flutströmungen verhindert wurde.

Abb. 200 u. 201. *Prahm mit beweglichen Stützen vom Bau der neuen Taybrücke.* M. 1 : 300.

Abb. 200. Lotrechter Schnitt.

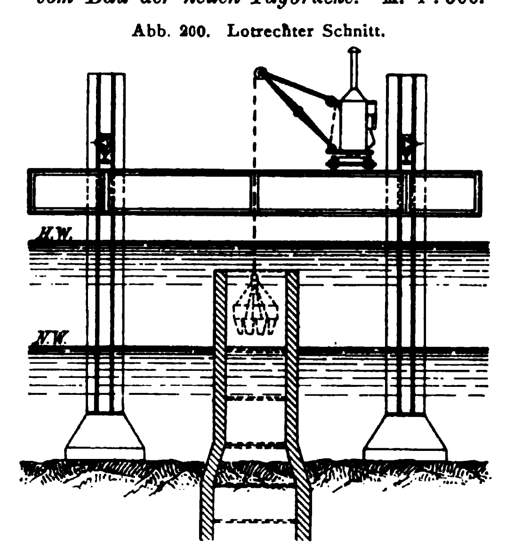


Abb. 201. Grundrifs.

Die eisernen Röhren, welche bis zu bedeutenden Tiefen, angeblich bis zu 13,80 m unter Niedrigwasser, zu versenken waren, wurden am Ufer vernietet und in geeigneten Längen mittels Schiffen an die Rüstung gefahren, die einzelnen Ringe dann mittels Kranen auf die Rüstung gehoben, in die zwischen den Prahmen vorhandenen Öffnungen gebracht und unter Benutzung hydraulischer Prefskolben hinabgelassen. In dem Mafse, wie die durch Baggerung bewirkten Versenkungsarbeiten fortschritten, wurden neue Ringstücke aufgesetzt und jedes mit den inneren Flanschen des vorhergehenden durch Schrauben verbunden. Zur Beförderung des Sinkens und zur Versteifung des Blechmantels erhielt letzterer eine Ausfütterung von 0,45 m starkem Ziegelmauerwerk; zum Belasten der Zylinder dienten ferner auf das Ziegelmauerwerk gebrachte Gufseisenkörper.

Der von den eisernen Röhren gebildete Teil der Pfeiler endet bei Niedrigwasser. Nach Aufbringung des letzten Ringes einer Röhre wurde auf den obersten Flansch ein Blechmantel vorläufig aufgeschraubt, um die aufgelegte Belastung in ihrer Lage zu erhalten, den Schlamm des Flusses abzuhalten und um als Führung beim Absenken der Röhre zu dienen. Waren die Röhren bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt und ausgebaggert, so wurden sie ausbetoniert. Nach Fertigstellung der beiden zu einem Brückenpfeiler gehörigen Pfeilerröhren bis zum Niedrigwasser, wurden die vorläufigen Blechmäntel abgenommen, so dafs das Prahmgerüst bei Flut frei über den Pfeilerröhren schwimmen und mittels der Wasserdruckzylinder in das Wasser hinabgelassen werden konnte, um dann, nachdem die Stützen hoch

gezogen waren, behufs Verwendung an anderer Stelle, abgefahren zu werden. Nach Entfernung der Rüstung wurde jeder Pfeilerzylinder einer Probebelastung unterworfen. War diese zur Zufriedenheit ausgefallen, so wurden die Schutzmäntel wieder vorläufig aufgeschraubt, in denen nun das Ziegelmauerwerk mit Verblendung aus blauen verglasten Staffordshire-Steinen bis über Hochwasser ausgeführt werden konnte. Über Hochwasser sind die zu jedem Brückenpfeiler gehörigen Stützen durch einen Querverband vereinigt und darüber erhebt sich der weitere Pfeileraufbau.[569])

Die Zeitdauer und die Kosten der Gründung mittels eiserner Senkröhren hängen zu sehr von den örtlichen Verhältnissen ab, als dafs allgemeine Angaben gemacht werden könnten. Einige Angaben finden sich in dem unten genannten Aufsatze von C. Reiche[570]), nach welchem z. B. die Kosten für den Grundbau dreier Pfeiler der Brücke am Rabenstein bei Grimma, bei Gründungstiefen von 5,48 bis zu 6,68 m, ausschliefslich der Kosten des Mauerwerks, f. d. cbm Fundamentkörper von Sohle bis Mittelwasser durchschnittlich 62,36 M. betragen haben.

2. Die **Kastengründung** unterscheidet sich von der Röhrengründung wesentlich nur durch die kastenartige Form der Hohlkörper und wird hauptsächlich da angewendet, wo die ausgedehnte Grundfläche des Fundamentes eine Auflösung oder Teilung in einzelne dicht nebeneinander, oder weiter voneinander entfernt stehende und dann durch Erdbögen verbundene Pfeiler erfordert. Zur Anwendung sind sowohl schmiedeiserne als auch hölzerne Kasten ohne Boden gekommen, letztere hauptsächlich bei geringerer Tiefenlage des festen Baugrundes.

a) Eiserne Kasten sind in den letzten Jahren u. a. bei Gründung einiger Brücken über die Themse zur Verwendung gekommen. Bei ihrer Versenkung hat im wesentlichen das in den Jahren 1865 bis 1869 beim Umbau der alten Blackfriars-Brücke in London angewandte Verfahren als Vorbild gedient, bei welchem für die einzelnen Pfeiler je 6 Kasten, vier von rechteckiger Grundfläche, zwei der Form der Pfeilerköpfe angepafst, versenkt wurden (s. Abb. 17 bis 20, Taf. VII). Der Baugrund ist vollständig wasserdichter fester Londonton, überlagert von Schlick und leicht beweglichen Bodenschichten. Die Brücke besitzt fünf Öffnungen: eine Mittelöffnung von 56,39, zwei Seitenöffnungen von je 53,34 und zwei desgleichen von je 47,24 m Spannweite. Die Gründungstiefe beträgt bis zu 14,3 m unter Flutspiegel. Über die Ausführung ist das Nachstehende der unten angeführten Quelle entnommen.[571])

Die eisernen Kasten, von denen die vier gröfseren eines jeden Pfeilers im Grundrifs eine Länge von 11 m und eine Breite von 5,50 m erhielten, bestanden aus einem unteren endgiltigen Teil von 5,5 bis 7 m Höhe und einem oberen vorläufigen von 8,4 m Höhe (vergl. Abb. 19, Taf. VII), der später wieder entfernt wurde.

Die Wand des endgiltigen Teiles ist aus 13 bis 16 mm starkem Eisenblech gebildet, welches auf lotrechte I-Eisen von 152/88 mm, in 0,61 m Abstand genietet wurde. Letztere lehnten sich gegen wagerechte Träger von 0,46 m Höhe, die bei 1,22 m lotrechtem Abstande an den kurzen Seiten der rechteckigen Kasten in einem Stück, an den Langseiten aus zwei Stücken hergestellt waren und hier noch durch je einen wagerechten Gitterträger gegenseitig gestützt wurden. Die wagerechten Träger wurden, wie Abb. 17 zeigt, durch Balken in ihrer Lage gesichert und vor dem Ausfüllen der Kasten mit Beton, bezw. Mauerwerk wieder entfernt.

Die oberen vorläufigen Teile der Kasten sind in Stücken von 2,10 m Höhe aus 5 mm starken, 0,91 m breiten Buckelplatten zusammengesetzt und letztere durch lotrechte I-Träger in 0,91 m Abstand, sowie durch wagerechte Träger ähnlich denen der endgiltigen Teile gestützt. Die einzelnen 2,10 m

---

[569]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 58 ff.; Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 354 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 51.

[570]) C. Reiche, Die gröfseren Brücken der Muldentalbahn, insbesondere deren Fundierung. Glaser's Annalen f. Gew. u. Bauw. 1879, II. S. 421 und 1880, I. S. 7 u. 161.

[571]) The Engineer 1876, I. S. 1, 19, 39, 57, 77, 103 u. 139.

hohen Zonen bestanden wieder aus vier Stücken, von denen zwei die kurzen Seiten der Rechtecke mit den anschliefsenden Ecken, zwei die langen Seiten bildeten. Um die verschiedenen Verbindungsstellen der vorläufigen Teile dicht zu erhalten, wurden doppelte Lagen von vulkanisiertem Gummi zwischen die Flanschen gelegt.

Zum Zusammenbauen und zur Senkung jedes Kastens waren hölzerne Gerüste aufgestellt. Auf einer der Gerüstbühnen wurden die Kasten zusammengesetzt, dann mit Hebezeugen gehoben, um die sie stützende Bühne entfernen zu können, und darauf an je vier Ketten hinabgelassen. Mit dem fortschreitenden Sinken wurden die vorläufigen Teile nacheinander aufgesetzt.

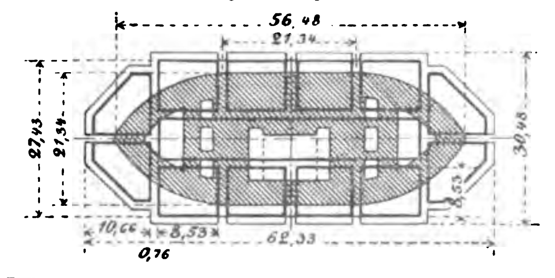
War das Flufsbett erreicht, so entfernte man die obersten losen Bodenschichten durch Baggerung, bis man auf den sehr festen, dichten blauen Ton gelangte. Von diesem wurden die ersten 1 bis $1^1/_4$ m durch Taucher beseitigt, bis man annehmen konnte, dafs der erreichte Boden dicht genug sei, um den Wasserandrang von aufsen genügend abzuschliefsen, worüber man sich dadurch Kenntnis verschaffte, dafs man den Wasserstand im Innern der Kasten höher hielt als aufsen und beobachtete, ob ein Sinken des Wasserspiegels eintrat. Ergab solche Beobachtung, dafs der Boden nicht mehr allzu durchlässig sei, so wurde das Wasser im Innern der Kasten mit Zentrifugalpumpen entfernt und die weitere Bodenförderung zu Tage vorgenommen. Bei regelrechtem Betriebe erwies sich der Londonton so dicht, dafs die Arbeitsstelle fast trocken blieb. Um den Widerstand des Bodens beim Senken der Kasten zu überwinden, wurden diese mit Eisenblöcken belastet. In einer Tiefe von $2^1/_2$ bis 3 m im Ton war der Baugrund ausreichend fest, um den Grundbau aufnehmen zu können, der Raum im Innern des Kastens wurde dann gereinigt und nach allmählicher Entfernung der Stützen u. s. w. mit Beton aus 5 Teilen Themseballast und 1 Teil Portlandzement bis $2^1/_2$ m unter der Oberkante des endgiltigen Kastenteils, darüber mit Mauerwerk gefüllt. Während der Brunnensenkung sind vielfach Störungen der Arbeit durch Pfähle und Überbleibsel der alten Brücke entstanden, die mitunter einen starken Zudrang des Wassers zum Arbeitsraum veranlafsten. Näheres über verschiedene Unfälle findet sich in der angeführten Quelle.

Um das Pfeilermauerwerk über den einzelnen Kasten in Verbindung bringen zu können, hat man die Zwischenräume zwischen den Kasten an den kurzen Seiten durch je zwei Reihen bis zur Oberkante der vorläufigen Umhüllung reichender Spundbohlen aus Halbholz geschlossen, durch Einfüllen von Ton zwischen diesen Wänden Fangdämme gebildet, dann jedesmal den Raum zwischen zwei Fangdämmen und zwei Kasten bis zur Oberkante des endgiltigen Teils mit Beton gefüllt, den Raum darüber leer gepumpt und endlich die Langseiten der vorläufigen Umhüllungen entfernt, worauf das geschlossene Pfeilermauerwerk in einer Höhe von etwa 1,2 m unter Ebbespiegel begonnen werden konnte.

Ein ganz gleiches Verfahren wurde für die Gründung der Pfeiler von der Themsebrücke neben der Blackfriars-Station der London-Chatham-Dover-Eisenbahn eingeschlagen.[572]) Zur Verbreiterung der Carlisle-Brücke zu Dublin wurden schmiedeiserne Kasten aus 12 mm starkem Eisenblech von 13,7 m Länge, 5,2 m unterer und 3 m oberer Breite, mit 10 inneren Abteilungen angewendet.[573])

Bei der neuen Tower-Brücke in London[574]) hat man entsprechend dem Aufbau der Pfeiler, welche grofse Hohlräume enthalten, die in Abb. 202 dargestellte Anordnung der Senkkasten gewählt. Zu jedem Pfeiler gehören deren zwölf, an jeder Langseite 4 von 8,53 m im Geviert und an den Enden je 2 in Form von Dreiecken mit zwei abgestumpften Ecken. Zwischen den in lichten Abständen von 0,76 m um die Pfeilermitte angeordneten Kasten verblieb ein innerer Raum von 37,96 m Länge und 10,36 m Breite.

Abb. 202. *Kastengründung der Tower-Brücke.*



[572]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 333 ff.

[573]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 94, Auszug aus The Builder 1878, S. 640.

[574]) Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 59 u. 73; Nouv. ann. de la constr. 1894, Aug. S. 114 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 52.

Die Kasten sind aus gewalzten Blechen von 6 bis 13 mm Stärke hergestellt, mit Schneiden versehen, und der Höhe nach alle 0,90 m durch Rahmen und Streben aus Pitchpine-Holz versteift. Die unten im Flufsbett verbleibenden Teile der Kasten waren mit den oberen, später abzunehmenden Teilen verbunden und die Verbindungsstellen mit Kautschuk gedichtet. Die Absenkung erfolgte an Schraubenspindeln von festen Rüstungen aus, auf denen auch die Kasten zusammengestellt waren unter gleichzeitiger Baggerung mit Greifbaggern und Lösung des Bodens an den Schneiden durch Taucher. Die Baggerarbeit brauchte jedoch nur so lange fortgesetzt zu werden, bis die Kasten etwa 1,20 m in den Tonboden eingedrungen waren. Nach Erreichung dieser Tiefe wurden die Kasten ausgepumpt und die Ausschachtung konnte im Trockenen fortgesetzt werden, bis eine Tiefe von 5,80 m unter der Flufssohle erreicht war.

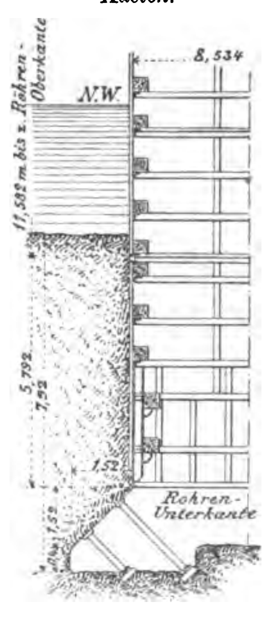


Abb. 203. *Unterschneidung und Abstützung der eisernen Kasten.*

Um dann noch die Grundfläche der Fundamente über das durch die Innenfläche der Kasten gebotene Mafs zu erweitern, wurden die Schneiden der Kasten um 1,52 m in wagerechter Richtung nach aufsen und um 2,13 m abwärts unterschnitten, indem man Streben einsetzte, den Tonboden stückweise aushob und die Hohlräume gleich wieder mit Beton ausfüllte (s. Abb. 203). Durch diese Unterschneidung ist eine Erweiterung der Grundfläche um 353 qm und eine Gründungstiefe von 7,93 m erreicht worden. Ob damit aber auch eine wirksame, gröfsere Tragfläche geschaffen wurde, bleibt zweifelhaft; jedenfalls wird der Erfolg durch die Art der Ausführung, die eine ganz besondere Vorsicht erfordert, bedingt. Nach Beendigung der Ausschachtung und Ausbetonierung der Kasten sind die 0,76 m weiten Zwischenräume zwischen ihnen mit eingerammten Pfählen an beiden Seiten geschlossen, dann ausgebaggert und mit Beton gefüllt worden.

Eine ähnliche Gründungsweise hat man beim Bau des Mittelpfeilers für die Donaubrücke bei Gutenstein angewendet.[575]) Hier mufste der Pfeiler bis auf 5,3 m unter den, durch ein unterhalb befindliches Wehr, gestauten niedrigsten Wasserstand hinabgeführt werden, wobei die Flufssohle 3,5 m unter Niedrigwasser lag (s. Abb. 8 u. 9, Taf. IV). Eine so tiefe Gründung zwischen Spundwänden erschien mifslich, Luftdruckgründung für den einzigen Pfeiler nicht angezeigt, woher man sich für die Gründung mittels eiserner, unten offener Kasten in Verbindung mit der Mantelgründung entschied. Der Baugrund besteht aus festem Kies. Auf ein qcm kam eine Belastung von nur 1,8 kg, so dafs auf Beton ohne Grundpfähle fundiert werden konnte.

Der Pfeiler, der sich an das flache rechtsseitige Donauufer anlehnt, erhielt eine Fundamentlänge von 20 m bei 3,8 m Breite. Die Höhe des Betonfundamentes wurde zu 1,9 m, die Gesamthöhe der eisernen Kasten zu 6 m festgestellt. Dementsprechend wurden 5 Kasten, je 3,96 m lang und 3,8 m breit, der Höhe nach in 3 Teilen derart angefertigt und verwendet, dafs jeder unterste 2,2 m hohe Teil als Schutz für das Betonfundament in der Baugrube verblieb, während die oberen beiden, je 1,9 m hohen Teile mittels Kautschukeinlagen *b* und *c* untereinander und mit dem unteren Teil wasserdicht verschraubt wurden (s. Abb. 10 bis 14, Taf. IV). Sobald ein Pfeilerteil über Wasser aufgemauert war, wurden jedoch die oberen beiden Teile von dem Fundamentkasten gelöst, hochgezogen und je wieder auf einen anderen unteren Kastenteil aufgeschraubt, bis alle 5 Pfeilerteile aufgeführt waren. Auf diese Weise waren 5 untere und ein oberer, aus 2 Hälften bestehender Kastenteil erforderlich, im ganzen also 7 Teile. Die Blechstärke des im Boden verbleibenden, den Beton umschliefsenden, Kastens war zu 4,5 mm, die der oberen Teile in 4 Abteilungen zu 5 bis 7 mm festgesetzt worden. Im Innern erhielten die Kastenwände Verstärkungen durch Umrahmungen mit I- und ⊓-Eisen, letztere da, wo die Kasten aufeinander gesetzt wurden. Die Befestigung der Kasten aufeinander geschah durch gewöhnliche Verschraubung und daneben noch mittels 20 im Umkreis verteilter, je 3,9 m langer, 24 mm starker Ankerschrauben *a*, die bis über die Oberfläche des Kastens reichten, gleichzeitig zur Aufhängung dienten und erst nach der Pfeileraufmauerung auf ganze Kastenhöhe gelöst wurden, wobei die Muttern verloren gingen.

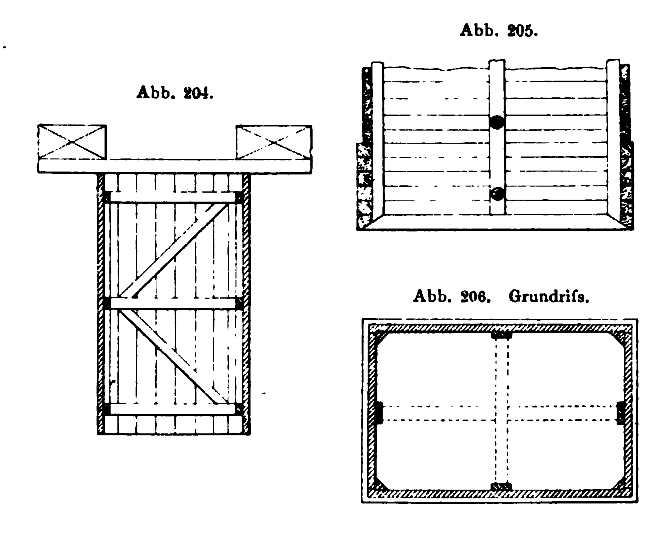
[575]) Vergl. v. Schlierholz. Deutsche Bauz. 1894, S. 605.

Die Beschaffenheit des Baugrundes gestattete eine Ausbaggerung der Baugrube bis zur Fundamentsohle und Abgleichung dieser vor dem Versenken der Kasten. Letzteres geschah von einem festen Gerüst aus (s. Abb. 8 u. 9, Taf. IV) mit Hilfe eines Laufkrans, worauf das Einbringen des Betons mittels Kasten, das Auspumpen des Wassers und die Aufführung des Mauerwerks in üblicher Weise erfolgte.

Zwischen den gesondert aufgemauerten Pfeilerteilen entstand je ein Abstand von 42 cm. Diese Zwischenräume wurden, nach erfolgter Aufmauerung der unteren Pfeilerteile und nachdem die Schlitzenden mittels vorgesetzter Dielen geschlossen waren, bis unter Niedrigwasser ausbetoniert und dann mit Quadern überdeckt, so daſs die darüber befindlichen Pfeilerschichten im Zusammenhange, verbandmäſsig hergestellt werden konnten. Der Zwischenraum zwischen den unteren Kasten und den Böschungen der Baugrube wurde mit Steinen ausgepackt.

b) Hölzerne Kasten werden in ihrer einfachsten Form aus etwa 4 cm starken lotrechten Bohlen hergestellt, die an der Innenseite durch Leisten und Streben verbunden und durch vorläufige Spreizen gegeneinander gestützt werden (s. Abb. 204). Für gröſsere Kasten ordnet man die Bohlen, die in den unteren Lagen meist stärker, als in den oberen anzunehmen sind, auch wagerecht an, und verbindet sie an den Ecken durch Pfosten und in den Mitten durch lotrecht gestellte Hölzer, die gegenseitig vorübergehend abgesteift werden (s. Textabb. 205 u. 206).

Abb. 204 bis 206. *Hölzerne Kasten.*



Vor dem Versenken pflegt man die oberen Bodenschichten zunächst soweit abzugraben, als es nach Beschaffenheit des Baugrundes und Wasserstandes tunlich ist, dann den Kasten aufzustellen, den Boden aus dem Innern, anfangs unter Wasserschöpfen, durch trockene Förderung zu beseitigen und später, wenn der Wasserandrang zu groſs oder die Auflockerung des Grundes zu bedeutend und nachteilig wird, durch Baggern zu fördern. Wegen des geringen spezifischen Gewichtes des Holzes wird die zum Zwecke des Senkens aufzubringende Belastung gröſser als bei gemauerten Brunnen.

Eine ausgedehnte Anwendung hat die Kastengründung beim Bau der Nationalgallerie in Berlin (1866 u. ff.) gefunden. Hier bestand der auszuhebende Boden auf etwa 3 m Tiefe aus Gartenerde, auf diese folgte ein 1 bis 3 m mächtiges Lettenlager, dessen Hauptbestandteile Infusorien waren, dann 0,5 m Torf und hierunter der kiesartige Sandboden, der bei einer Gesamttiefe des Fundamentes von 7 bis 8 m genügende Tragfähigkeit zeigte. Da der Sommergrundwasserstand eine Ausschachtung der Baugrube bis gegen 4 m gestattete, so ergab sich für die hölzernen Kasten eine Höhe von nur 3 bis 4 m. Sie erhielten unter den Umfassungsmauern Abmessungen von $2{,}8 \times 5{,}2$ m, unter den Gebäudeecken sogar von $3{,}5 \times 6{,}6$ m. Trotz dieser Gröſse war es bei der sehr günstigen Beschaffenheit der oberen Bodenschichten, die nur einen geringen Druck auf die Seitenwände ausübten, statthaft, diese aus nur 4 cm ($1^1/_2$″) starken Brettern herzustellen. Die Lettenschicht begünstigte das trockene Ausheben des Bodens bis tief unter den Grundwasserspiegel, so daſs nur auf die letzten 2 bis $2^1/_2$ m Tiefe der Boden unter Wasser beseitigt werden muſste, was gröſstenteils mittels Sackbohrer geschah.

Die Ausfüllung der Brunnen ist auf 1,3 bis 1,6 m Höhe mit Beton aus Steinstücken und Portlandzementmörtel, darüber mit Kalksteinmauerwerk bewirkt und zwischen die einzelnen Fundamentpfeiler sind dann Bögen gespannt worden.[576])

Bei Bauwerken der Eisenbahn von La Ferté Milon nach Armentières in Frankreich hat man Gründungen mit hölzernen Kasten ausgeführt, die 4 m hoch, 10,5 m lang, 4,5 m breit, aufsen und innen mit Bohlen bekleidet waren, die äufseren lotrecht, die inneren schräg gestellt. Nach dem Zusammenbauen, das an Ort und Stelle geschah, wurden die keilförmigen Zwischenräume zwischen den Bohlenbekleidungen mit Beton ausgefüllt, um die Kasten nach Erfordernis zu beschweren. Waren sie bis auf den tragfähigen Baugrund gesenkt, so wurden sie auch im Innern mit Beton ausgefüllt.[577])

Anstatt der in Fällen einfacher Art bei uns gebräuchlichen, kastenartig gezimmerten eckigen Brunnen hat man in Amerika bei Bauten der Chicago-Quincy-Eisenbahn tonnenartige hölzerne Röhren mit eisernen Schlingen verwandt, bei denen Kanthölzer wie Fafsdauben zusammengestellt und um kreisförmig gebogene I-Eisen in verschiedenen Höhen befestigt wurden.

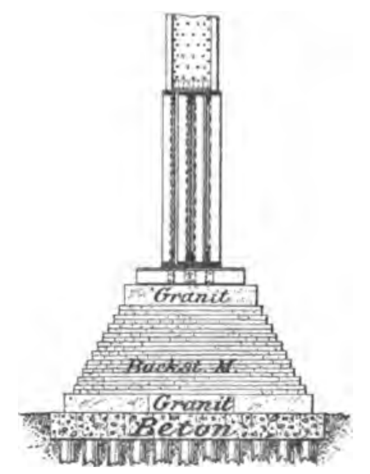
Um bei der Versenkung hölzerner Kasten dem sehr leicht vorkommenden und zu manchen Unzuträglichkeiten Veranlassung gebenden Schiefstellen der Kasten vorzubeugen, hat man beim Gebäude des Patentamtes in Berlin eine ganz zweckmäfsige Führung durch verstellbare Streben angewandt. Näheres darüber findet sich in der unten angegebenen Quelle.[578])

D. Anhang.

§ 39. Zusammengesetzte Gründungen.

1. Verschiedene zusammengesetzte Gründungen. In vielen Fällen erscheint eine Vereinigung verschiedenartiger Gründungsweisen an ein und demselben Grundbau von Vorteil, wie dies bereits aus den §§ 29 bis 31 und 35 bis 37 hervorgeht, wo einzelne allgemein üblich gewordene zusammengesetzte Gründungen zur Besprechung kamen. Von besonderer Bedeutung zeigte sich dabei die Vereinigung der Betongründung mit verschiedenen anderen einfachen Gründungen, z. B. mit der Sandschüttung und dem hölzernen und eisernen Schwellrost (s. § 29 unter 3., S. 190 und § 30 unter 4. u. 5., S. 198 u. 199, mit dem Pfahlrost (s. § 35 unter 4. u. 5., S. 231 u. 233), und mit der Röhren- und Brunnengründung (s. § 37, S. 252), wo der Beton als Abdeck- oder Füllstoff dient, zur Abdichtung beiträgt und die vereinigten Gründungsarten sich gegenseitig durch ihre guten Eigenschaften unterstützen.

Abb. 207. *Gründung der Pfeiler des Ivins-Gebäudes, New-York.*



Die Pfeiler des 107,2 m hohen Ivins-Gebäudes in New-York[579]) sind, wie Abb. 207 zeigt, auf Pfahlrost mit darüber liegender Betonschicht gegründet, worauf über Granitplatten abgetrepptes Backsteinmauerwerk folgt, das aufser einer abdeckenden Granitplatte noch eine Lage Eisenträger zur Unterstützung der Säulenfüfse aufnimmt. Hier erscheint also die Betongründung mit Pfahlrost noch mit der

[576]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 269.

[577]) Vergl. Ann. des travaux publics 1891, S. 21.

[578]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 319.

[579]) Engng. Rec. 1898, Juli, S. 144.

Sohlenverbreiterung und dem Eisenschwellrost verbunden. In ähnlicher Weise erfolgte die Gründung des Park-Row-Gebäudes in New-York.[580])

Ferner sind zu erwähnen die Vereinigungen des Senk- oder Schwimmkastens mit dem Pfahlrost (s. § 31, S. 202), der Sand- und Steinschüttung mit dem letzteren (s. § 35, S. 228), der Röhrengründung mit dem Pfahlrost (s. weiter unten unter a) und der Sandschüttung mit der Brunnengründung (s. § 37 unter 1. e., S. 248).

Auch ist in Fällen, wo man wegen sehr grofser Tiefenlage des festen Baugrundes diesen mittels der Druckluftgründung[581]) nicht zu erreichen glaubte, diese letztere mit dem Pfahlrost vereinigt worden, um wenigstens durch die Pfähle die Last auf die tragfähige feste Schicht zu übertragen.

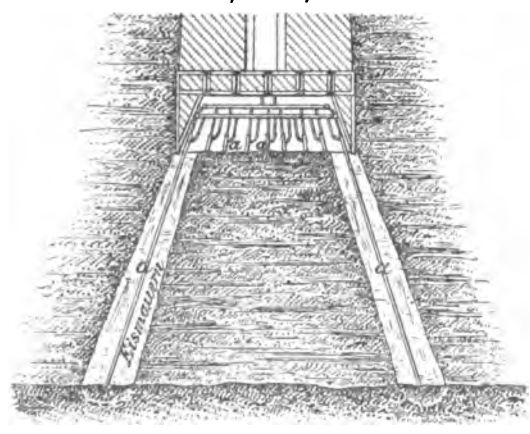
a) Als älteste Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1857 erfolgte Pfeilergründung der Brücke von Szegedin, als ein Beispiel neuerer Zeit diejenige der Kaibrücke in Zürich anzuführen.

Bei letzterer hat die Firma Phil. Holzmann u. Cie. in Frankfurt a. M. zunächst 12 m lange Pfähle unter Benutzung von Rammknechten in den 7 m unter Wasserspiegel liegenden Schlammboden eingerammt, auf welche ein hölzerner Senkkasten gesetzt und unter Verwendung von Druckluft etwa 1 m tief in die Limmatsohle eingesenkt wurde. Darauf stellte man in der Arbeitskammer um die Pfahlköpfe herum eine hölzerne Umschliefsung her, welche mit Beton gefüllt wurde, um dann den Senkkasten um soviel zu heben, dafs man im Anschlufs an die untere Umschliefsung eine zweite aufbringen und diese ebenfalls mit Beton füllen konnte. Dies Verfahren wurde so oft wiederholt, bis der Wasserspiegel erreicht war und das Mauern des aufgehenden Pfeilermauerwerkes begann. Für die Pfeilergründung der Donaubrücke bei Czernawoda war dieselbe Gründungsweise vorgesehen.[582])

b) Bei der Ende der 70er Jahre des vorigen Jahrhunderts ausgeführten Yazoobrücke in Nordamerika hat man nach dem Einrammen der Grundpfähle für jeden Pfeiler einen mit Schächten, Luftschleusen und unterem Arbeitsraum versehenen hölzernen Kasten an die Baustelle geflöfst und durch Ausführung eines Teils des Pfeilermauerwerks zunächst so weit versenkt, dafs die Umfassungswände auf den Boden des Flufsbettes sich stützten. Dann wurde durch Zuführen von Druckluft in den unteren Arbeitsraum des Kastens das Wasser aus diesem verdrängt und das Abschneiden der Pfähle in dem wasserfreien Raum vorgenommen. Endlich wurde der Kasten weiter versenkt, bis seine 7 Fufs starke Decke auf den Pfählen aufruhte.[583]) Hier erscheint also die Pfahlrostgründung mit der Schwimmkasten- und Druckluftgründung vereinigt.



Abb. 208. *Druckluftgründung in Verbindung mit dem Gefrierverfahren.*



c) Der Vorschlag, eine mittels Druckluft begonnene Gründung durch Anwendung des Pötsch'schen Gefrierverfahrens (s. § 3, S. 25) in offenem Brunnen- oder Röhrenschacht fortzusetzen, kann in solchen Fällen in Erwägung gezogen werden, wo bei wasserdurchlässigem, schwimmendem oder schlammigem Boden die Gründungstiefe eine

[580]) Le Génie civil 1898, Bd. XXXIII, S. 380.

[581]) Bezüglich der Ausführungsweise und der Einzelheiten der Druckluftgründung ist auf das Kap. II zu verweisen.

[582]) Vergl. Brennecke, Der Grundbau. Handb. d. Bauk. Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 332.

[583]) Vergl. Scientific american 1882, S. 401.

so bedeutende sein mufs, dafs eine Anwendung der Druckluft bis zuletzt ausgeschlossen erscheint.

Man würde in einem solchen Fall nach Brennecke[584]) zunächst bis zu einer Tiefe, welche der Gesundheit der Arbeiter ungefährlich ist (vergl. Kap. II), mittels Druckluft einen gemauerten Brunnen, oder eine eiserne Senkröhre abteufen, dann längs der Schneide des Brunnen- oder Röhrenmantels Gefrierröhren einschrauben oder einbohren und einen Erdkörper von der Form des Mantels eines abgestumpften Kegels zum Gefrieren bringen (s. Abb. 208). Sobald die Eisumschliefsung um die Fundamentsohle eine vollständige ist, läfst man die Prefsluft entweichen, entfernt die Luftschleuse und senkt den Brunnen oder die Senkröhre innerhalb der Eishülle offen in freier Luft mittels Ausgraben oder Ausbaggern in bekannter Weise ab (vergl. § 37).

2. Vereinigung der Mantel-, Röhren- und Brunnengründung mit dem Pfahlrost und der Druckluftgründung. Von besonderer Wichtigkeit für die Ausführung von Brückenpfeilern erscheinen folgende zusammengesetzte Gründungen:

a) Die Vereinigung der Röhren sowie der Mantel- und Brunnengründung mit der Pfahlrostgründung,

b) die Vereinigung der Mantel- oder Röhrengründung mit der Druckluftgründung,

c) die Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung.

a) Röhren-, Mantel- und Brunnengründung mit Pfahlrost. Die Vereinigung der Röhrengründung mit dem Pfahlrost wird namentlich da in Frage kommen, wo der feste Baugrund von hohen nicht tragfähigen Schichten überlagert ist, so dafs er von der abzusenkenden Röhre schwer erreicht werden kann und die Pfähle, innerhalb der nicht vollständig abgesenkten Röhre, entweder bis zur festen Schicht, auch wohl in diese hinein, hinabgetrieben werden, oder doch so weit eingerammt werden können, dafs sie eine genügende Verdichtung des Bodens herbeiführen, wie dies das Beispiel der Pfeilergründung von der Serethbrücke in Rumänien zeigt (vergl. § 38, S. 259 u. Abb. 15 u. 16, Taf. VII).

Abb. 209 bis 212.
Gründung des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke.
Abb. 209. Ansicht und Schnitt.

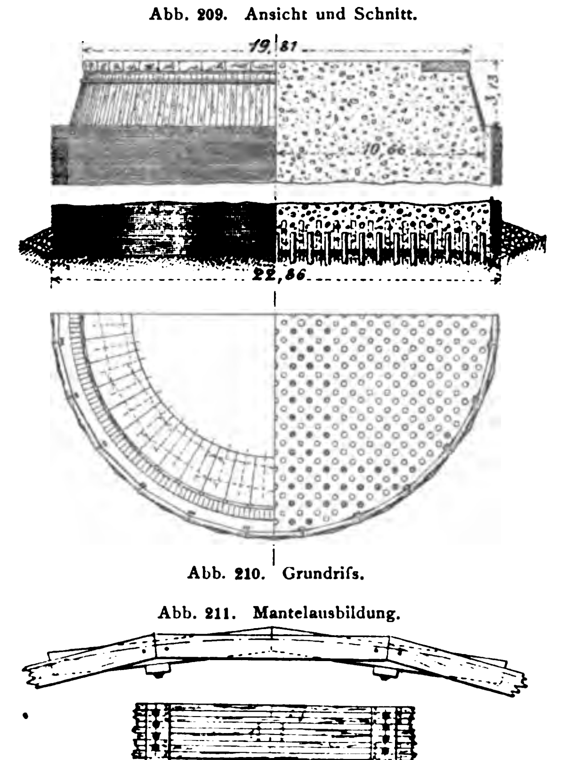


Abb. 210. Grundrifs.
Abb. 211. Mantelausbildung.
Abb. 212.

Bei einer Brücke über den Desmoines-Flufs in Amerika[585]) sind in die 1,52 m weiten Röhren je 9 eichene Pfähle von 0,3 m Stärke eingetrieben und ihre Köpfe mit Beton umfüllt worden, was gegenüber dem bei der Serethbrücke angewendeten hölzernen Belag eine wesentliche Vereinfachung der Arbeiten ergab.

Die Vereinigung der Mantelgründung mit dem Pfahlrost kann an die Stelle des früher vielfach gebräuchlichen Schwimm- oder Senkkastens (s. § 31) treten, wenn die Wassertiefe eine bedeutende ist und daher auch die Anwendung von Fangdämmen nicht geraten erscheint.

[584]) Vergl. Brennecke a. a. O. S. 330.
[585]) Engng. news 1877, S. 205.

Eine eigenartige Ausbildung des Mantels erfolgte bei der nach dieser Herstellungsweise ausgeführten Gründung des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke[586]) in Boston, der entsprechend der Belastung durch die 30,8 m breite, 73 m lange und 1200 t schwere Drehbrücke eine sehr grofse kreisförmige Grundfläche von 22,86 m Durchmesser erhielt, aus Beton hergestellt wurde und bei einer Gesamthöhe von 13 m aus zwei verschieden hohen Absätzen besteht, von denen der obere einen Durchmesser von 19,8 m besitzt (s. Abb. 209 u. 210, S. 271). Zum Zusammenhalten der Betonschüttung und zur Formgebung des Pfeilers wurde, nachdem der Pfahlrost geschlagen war, aus kranzförmig, zwischen Leitpfählen flach aufeinander befestigten Bohlen (s. Abb. 211 u. 212, S. 271) ein zylindrischer Mantel von 9,75 m Höhe und 22,86 m innerem Durchmesser hergestellt, der als Umschliefsungswand der Pfeilerform des unteren Teils entsprach und innerhalb dessen der Beton in Schichten eingebracht werden konnte. Der obere Absatz wurde nach Fertigstellung des unteren Teils mit dem erwähnten, etwas geringeren Durchmesser innerhalb eines aus aufrecht gestellten Bohlen gebildeten Kegelmantels von 3,13 m Höhe geschüttet.

Abb. 213 u. 214. *Betonbrunnen mit Pfahlrost für die Kaimauer zu Delfzijl.*

Abb. 213. Querschnitt.

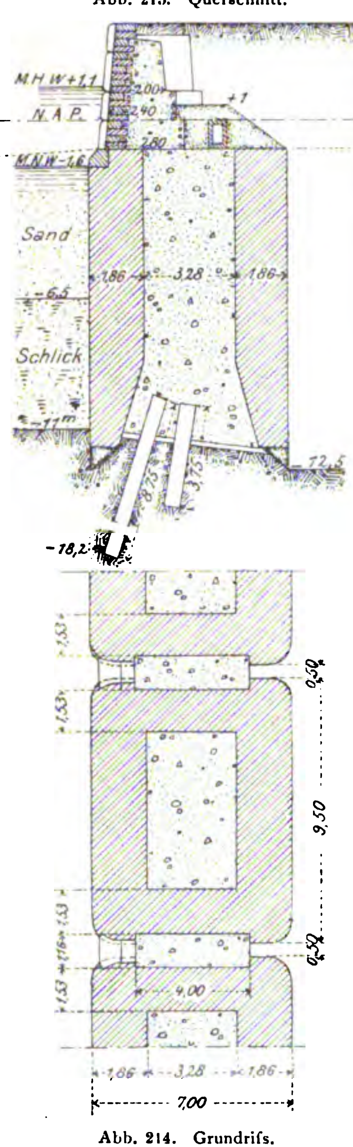


Abb. 214. Grundrifs.

Ein Beispiel der Verbindung einer Brunnengründung mit dem Pfahlrost bietet die Erbauung der Kaimauer im Hafen zu Delfzijl an der Ems.[587])

Wegen des häufigen Auftretens des Pfahlwurms mufste von einem Pfahlrost Abstand genommen werden. Der Untergrund besteht bis 7 m unter N. A. P. aus weichem Schlick, darunter bis 11 m unter N. A. P. aus weicher Klaierde von gleichmäfsiger Zusammensetzung und in gröfserer Tiefe aus sehr festem Klaiboden, dessen Undurchlässigkeit gegen Wasser für die Brunnengründung den Vorteil hat, dafs die Ausschachtung im Trockenen und derart stattfinden konnte, dafs der lotrechte Stand der Brunnen ohne grofse Mühe gesichert blieb.

Für die 229 m lange Kaimauer waren 23 Brunnen von je 9,5 m Länge und 7 m Breite erforderlich, die in Abständen von 0,5 m versenkt wurden, wobei zuerst die mit geraden, dann dazwischen die mit ungeraden Ziffern bezeichneten zur Absenkung kamen. Die gewählte Abrundung der Ecken bedingte, dafs die Brunnen lotrechte Wandflächen erhielten, weil nach unten breiter werdende Brunnenkörper schwerer lotrecht abzusenken sind und dadurch der Anschlufs der Zwischenräume schwieriger geworden wäre. Die eisernen Brunnenkränze erhielten eine dreieckige Querschnittform mit oben offener, 1 m breiter Seite zur Aufnahme des ausfüllenden Betons. Das sich aufsetzende Mauerwerk nimmt allmählich bis auf 1,86 m in 3 m Höhe zu und behält von da an lotrechte Wandungen (s. Abb. 213).

Zur Absenkung der Brunnen wurde zunächst der Schutt bis auf 7 m unter N. A. P. fortgebaggert, in diese Rinne eine 6 m hohe Sandschüttung eingebracht, auf welche bei N. W. der eiserne Kranz aufgestellt und das Mauerwerk 5 m hoch aufgeführt wurde, nach dessen Erhärtung mit dem Ausgraben begonnen werden konnte. Dabei wurde, dem Absenken entsprechend, stets weiter aufgemauert, so dafs die Oberkante stets auf 3 m über N. A. P. blieb. Da die Brunnen mit der Oberkante bis auf 1 m unter N. A. P. versenkt werden mufsten, war es erforderlich, sie gegen das Ende des Versenkens nach oben hin durch eiserne wasserdicht befestigte Kasten von 3,75 m Höhe zu verlängern, die bis 1,65 m über gewöhnliches Hochwasser reichten, das Arbeiten im Brunnen ermöglichten und nur bei hohen Wasserständen überliefen.

[586]) Engng. Rec. 1898, Juli, S. 186.

[587]) Nouv. ann. de la constr. 1904, S. 78; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 39.

Da der Klaiboden nur 8 **kg** f. d. **qcm** Tragfähigkeit besitzt und die Berechnung an der Vorderkante der Mauer einen gröfsten Druck von 6 **kg** f. d. **qcm** ergab, so mufste an der Vorderseite des Brunnens eine gröfsere Sicherheit gegen Einsinken geschaffen werden. Dies geschah durch 13 eiserne, in 2 Reihen an der Vorderseite im Innern eines jeden Brunnens schräg eingerammte, offene Röhren von 0,41 **m** Durchmesser, die aufserdem auch eine gröfsere Sicherheit gegen das Gleiten der Brunnen über den Klaiboden verschafften. Die Röhren, die anfangs 10 **m** bezw. 5 **m** lang mit 10 **mm** Wandstärke, später nur 8,75 bezw. 3,7 **m** lang mit 8 **mm** Wandstärke gewählt wurden, füllten sich während des Einrammens mit dem Klaiboden aus, der dann durch Ausbohren entfernt wurde, worauf nach Einbringung eines I-Eisens (No. 32) der Hohlraum mit Beton auszufüllen war. Die I-Eisen sollen hauptsächlich zur Aufnahme der beim etwaigen Gleiten auftretenden wagerechten Kräfte dienen und bleiben, selbst wenn das Eisenrohr verrosten sollte, als Beton-Eisenpfähle in Wirksamkeit. Auf die Pfahlköpfe kam eine Betonausfüllung aus 1 Teil Wasserkalk, 1 Teil Trafs, 10 Teilen Sand und 17 Teilen Ziegelbrocken.

Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Brunnen hatten sich während der Absenkung der Brunnen mit Sand gefüllt, der von den Brunnen mitgenommen, sich in den Klaiboden hineindrückte, was sich aus dem gröfseren Reibungswiderstande der Brunnenwandungen gegen Sand erklärt. Nachdem durch Schotten aus Spundbohlen die beiden Seiten der Zwischenräume abgeschlossen waren, erfolgte ihre Leerung durch Sandsauger, worauf sie ebenfalls mit Beton ausgefüllt wurden.

Den unteren Teil der Kaimauer bilden mit Basalt verkleidete Betonblöcke aus 1 Teil Trafs, 4 Teilen Sand und 9 Teilen Kies, während der obere Teil der Kaimauer (1 **m** über N. A. P.) aus Stampfbeton mit Basaltverkleidung besteht.

b) Röhrengründung in Vereinigung mit der Druckluftgründung. Dem Vorteil der Röhren- und Mantelgründung gegenüber der Druckluftgründung, dafs nämlich die Arbeiten unter freiem Himmel ausgeführt werden können, daher leicht zu beaufsichtigen sind und keine kostspieligen Geräte und Vorrichtungen erforderlich werden, steht der Nachteil gegenüber, dafs die Ausführung der Arbeiten im allgemeinen wesentlich langsamer von statten geht, weil man dabei zu sehr unter dem Einflufs der Wasserverhältnisse und der Jahreszeit steht und deshalb nicht mit der bei der Druckluftgründung möglichen Regelmäfsigkeit vorwärts kommt.

Zur Vereinigung der Vorzüge beider Gründungsarten hat man daher in Frankreich eiserne Umhüllungen angewandt, welche oben mit einer Decke luftdicht abzuschliefsen sind, an welcher alsdann die Luftschleusen und sonstigen, für die Druckluftgründung erforderlichen Vorrichtungen befestigt und angebracht werden können. Solche eiserne Mäntel können beim Beginn der Arbeiten, namentlich während des Bodenaushubes, unter Anwendung von Druckluft benutzt werden, um später, wenn gegen den Wasserandrang sich ein wirksamer Schutz hat herstellen lassen, nach Entfernung der Decke mit den Druckluftvorrichtungen, zur Arbeit in freier Luft überzugehen und namentlich die Maurerarbeiten unbehindert durch die Enge und Dunkelheit der Arbeitskammer auszuführen.

Die genaue Beschreibung einer solchen Vorrichtung, wie sie in Frankreich bei dem Bau der Brücke über die Dordogne bei Garrit nach den Angaben des Erfinders M. Montagnier angewandt wurde, bringt Liébaux[588]) unter der Bezeichnung „Caisson batardeau divisible et mobile“. Es ist dies ein hoher, unten offener, eiserner Kasten mit versteiften Wänden und entfernbarer Decke, der zwischen zwei, mit entsprechenden Gerüsten versehenen Pontons aufgehängt, an die Verwendungsstelle geflöfst und hier auf den Grund abgesenkt wurde, der aus Felsen mit schwacher Sandüberlagerung bestand. Nach Entfernung der Sandschicht, Reinigung und Einebnung des Felsens unter Anwendung von Druckluft wurden die Fugen an der Kastenschneide gedichtet, worauf man, nach Aufmauerung der untersten Grundbauschichten, die Luft entweichen liefs, die Decke entfernte und den übrigen Teil des Mauerwerks in freier Luft aufführte.

Liébaux empfiehlt auf Grund der bei einer Reihe von Brücken über die Dordogne und ähnlichen Flüssen mit schnell wechselnden Wasserständen gemachten Erfahrungen

---

[588]) Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

die Anwendung des gewöhnlichen Druckluftverfahrens bei Tiefen von mehr als 5 m unter Niedrigwasser, bei geringeren Tiefen dagegen die Anwendung des vorhin besprochenen Caissons unter Vereinigung der Mantelgründung mit der Druckluftgründung.

Im allgemeinen wird aber darauf zu achten sein, dafs der Baugrund möglichst undurchlässig ist und die abzuräumende Schicht keine grofse Dicke besitzt. Bei grofsen Wassertiefen bedarf man ferner einer bedeutenden künstlichen Belastung, um dem Auftrieb während der Anwendung des Druckluftbetriebes entgegenzuwirken, auch ist der Luftverbrauch und der Luftverlust ein sehr bedeutender und vermehrt sich der letztere noch besonders dadurch, dafs die Decke über den Wasserspiegel hinausragt. Bei grofsen Wassertiefen ist daher die Anwendung von Senkröhren, an deren unterem Ende eine Einrichtung zur Herstellung einer Arbeitskammer für Druckluft angeordnet ist, wie sie zuerst von Brunel für die Pfeiler der Saltashbrücke angewendet wurde, oder aber die Anwendung der Druckluftgründung mit tief liegender Arbeitskammer und entfernbarem Mantel (s. Kap. II) vorzuziehen.[589])

c) Brunnengründung in Vereinigung mit der Druckluftgründung. Die Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung kann zur Anwendung gelangen, wo die einfache Brunnensenkung auf Schwierigkeiten stöfst, sei es, dafs die Arbeit durch häufiges Festsetzen sich zu sehr verzögerte, sei es, dafs angetroffene grofse Steine oder Baumstämme schwer anders, als durch Handarbeit sich beseitigen lassen. Hierzu ist nur erforderlich, am unteren Brunnenende eine Einrichtung vorzusehen, die es ermöglicht, jederzeit dieses untere Ende als Arbeitskammer auszubilden, indem in entsprechender Höhe (etwa 2 m) über dem Brunnenkranz eine luftdichte Decke eingefügt und mit entsprechender Luftschleuse versehen wird. Ein Beispiel hierfür zeigt die Gründung der Kaimauern und Schleusenwände des neuen Hafens an der Charente unweit Rochefort.

Der tragfähige Baugrund ist hier von Schwemmland, Triebsand und Schlick überlagert. Die Grundmauern der Schleusenwände und Kaimauern sind deshalb in einzelne Brunnen von 5 bis 6 m Breite und 8 m Länge, rechtwinkelig zur Vorderflucht gemessen, aufgelöst und diese durch Spannbögen von 6 bis 9,2 m lichter Weite unter sich verbunden. Die erforderliche Tiefe der Brunnen war zu 16 bis 29 m ermittelt. Für die Kaimauern wurden sie in einer bis zum Wasserstande ausgegrabenen Rinne im Trockenen aus Bruchsteinen und Zementmörtel zunächst 3 m hoch aufgemauert. Frühestens 14 Tage nach ihrer Fertigstellung begann die Absenkung in der aus den Abb. 215 u. 216 (S. 275) ersichtlichen Weise. Das dargestellte, mit Schutzdächern versehene Gerüst war auf dem Brunnenmauerwerk mittels Schrauben unterstützt, die beim Fortschreiten der Aufmauerung ausgezogen wurden. Das Gerüst trug eine Dampfwinde zum Heben des Ausschachtbodens, ferner hing an ihm das zur Wasserhaltung dienende Pulsometer.

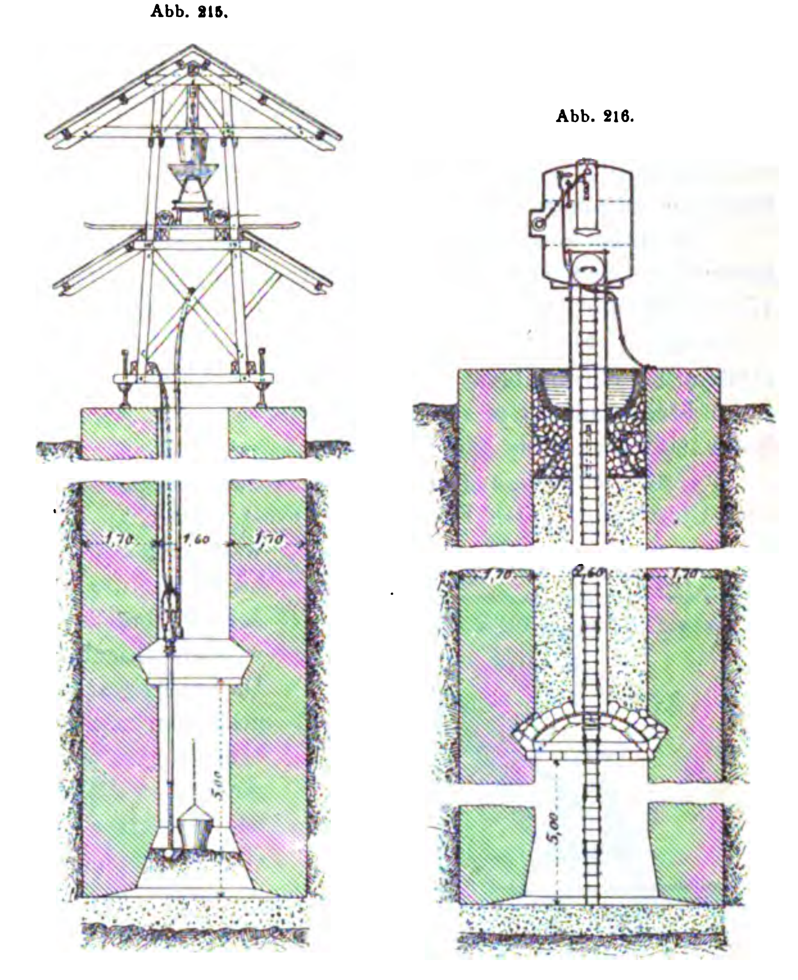
Sobald nun der Wasserzudrang so grofs wurde, dafs zu dessen Bewältigung das Pulsometer nicht mehr ausreichte, ging man zur Prefsluftgründung über. Um dies bewerkstelligen zu können, waren von vornherein 5 m über dem Brunnenkranz die Widerlager für ein Gewölbe ausgespart, das, aus Bruchsteinen in Zementmörtel hergestellt, zum Abschlufs der Arbeitskammer dienen sollte. Im Gewölbescheitel liefs man eine kreisförmige Öffnung von 0,7 m Durchmesser, in welche eine 2,5 m lange Röhre aus dünnem Blech eingesetzt wurde. Hierauf stampfte man den zwischen den Brunnenwänden und der Blechröhre verbleibenden Raum (s. Abb. 216) mit Beton aus. Die als Einsteigschacht dienende Röhre wurde nach oben bis 2,5 m unter Brunnenrand verlängert und mit Beton umhüllt, dann auf sie ein mit breiter Grundplatte versehener Blechschornstein von gleichem Durchmesser aufgesetzt und auf diesem die Luftschleuse befestigt. Der Blechschornstein wurde sorgfältig mit wasserdichtem Mauerwerk umgeben, in welchem man eine Mulde aussparte, um den zum Luftzylinder gehörigen Teil der Blechröhre leicht lösen und entfernen zu können; die Mulde wurde mit Wasser gefüllt, dessen Gewicht die Belastung des Brunnens vermehrte, also die Absenkung erleichterte.

---

[589]) Vergl. auch die Erfahrungen bei der Pfeilergründung der Taybrücke im § 38 unter 1. c., S. 262.

Manche Brunnen sind durch Ausschachtung unter Wasserhebung ohne grofse Schwierigkeiten bis zu einer Tiefe von 24 m unter Bodenoberfläche gesenkt worden. Bei anderen war schon bei verhältnismäfsig geringer Tiefe die Seitenreibung so grofs, dafs sie nicht mehr sanken und da alsdann durch die fortgesetzte Wasserbewältigung der Aufsenboden in das Innere des Brunnens drang, sah man sich genötigt, zur Prefsluftgründung, wie beschrieben, überzugehen.[590])

Abb. 215 u. 216.
Gründung der Kaimauern im neuen Hafen an der Charente bei Rochefort.



Das vielfach vorgekommene Festsitzen der Brunnen, ihr erschwertes Niedergehen, scheint hier zu einem wesentlichen Teil durch ihre breite Unterfläche mit kaum merkbarer Abschrägung herbeigeführt worden zu sein.[591]) Auch die Herstellung der Brunnen mit geringer Neigung der Aufsenwände nach innen, anstatt der lotrechten Aufmauerung und das Abputzen der rauhen Aufsenwände mit Mörtel zur Erzielung glatter Flächen würden das Senken erleichtert haben. Vielleicht aber hat man im vorliegenden Falle absichtlich eine Form der Brunnen gewählt, welche bei der bedeutenden zu durchsenkenden Tiefe und der Beschaffenheit des den festen Baugrund überlagernden Bodens ein zu rasches Niedergehen verhindern sollte, das möglicherweise gröfsere Übelstände im Gefolge gehabt hätte, als das durch die breite Grundfläche der Brunnen und die starke Reibung an den Aufsenwänden verursachte Sichfestsetzen.

Beim ersten Versuch, in obigem Fall die Druckluftgründung anzuwenden, hat es nicht gelingen wollen, in der überwölbten Arbeitskammer mehr als 0,2 Atmosphären Überdruck zu erhalten; erst nachdem die Innenwände und die Gewölbeleibung mit einer Zementschicht verkleidet waren, erwies sich die Dichtung des Mauerwerks als ausreichend.

[590]) Näheres im Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232 u. 233, nach den Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 145 ff. Vergl. auch den Aufsatz von L. Brennecke über „Luftdruckgründung mit Brunnengründung vereinigt" im Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 251 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 49.

[591]) Derartige Formen für Senkbrunnen scheinen in Frankreich üblich zu sein; vergl. z. B. Die Gründung der Kaimauern für ein Hafenbecken zu Hâvre im Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 475, nach den Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 96.

§ 40. Ausbesserungsarbeiten an schadhaften Grundbauten. Wiederherstellung beschädigter Ufermauern und Brückenpfeiler. Zu den schwierigsten und gefährlichsten Arbeiten des Grundbaues gehören die Ausbesserungen schadhaft gewordener, oder als unzulänglich sich erweisender Fundamente. In vielen Fällen wird man sich kurz zu einer Abtragung und Erneuerung des ganzen Baues entschliefsen müssen und nur, wenn das Bauwerk ein sehr umfangreiches und wertvolles, oder der auszubessernde Schaden ein im Verhältnis zum Bauwerk selbst geringfügiger und mit verhältnismäfsig geringen Kosten zu bewerkstelligender ist, wird eine Ausbesserung in Erwägung zu ziehen sein.

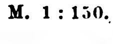
Stets hat man es hier mit Abstützungen, mit Entfernung und Erneuerung schadhafter Teile und mit sorgfältiger Untermauerung zu tun, was je nach den örtlichen Wasserverhältnissen mit geringeren oder gröfseren Schwierigkeiten verbunden ist. Abenteuerlich klingt ein Bericht über die Ausbesserung des Grundmauerwerks eines Pfeilers der Missouribrücke bei Bismark, wo nach Abstützung der Brückenträger, der ganze Pfeiler um 2,1 m zur Seite geschoben wurde, um nach Ausbesserung des Grundbaues wieder an seine alte Stelle gerückt zu werden.[592])

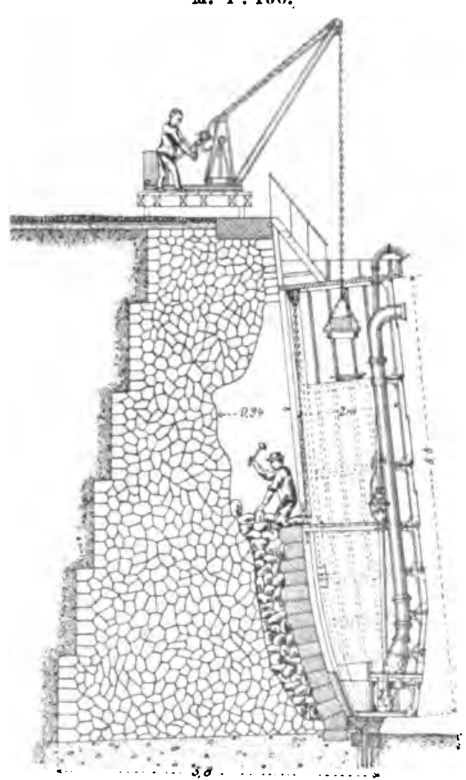
Sind Beschädigungen an unter Wasser liegenden Aufsenflächen von Pfeilern oder Ufermauern durch Eisgang oder Frost erfolgt, so kann unter Umständen Niederwasser abgewartet werden, wie dies zur Wiederherstellung der Bekleidung des Mittelpfeilers[593]) der Drehbrücke der Rock-Illinois and Northwestern Eisenbahn über den Mississippi bei Davenport geschah, wo der Pfeiler mit schräg gestellten, untereinander verbundenen Eisenbahnschienen bekleidet wurde, deren Zwischenräume man mit Zement ausfüllte, oder es kann, wie im Carnot-Becken des Hafens von Calais, ein schwimmender Senkkasten[594]) zur Verwendung kommen, der ein Erreichen der schadhaften Stellen im Trockenen ermöglicht.

Abb. 217.

Schwimmkasten zur Ausbesserung der Kaimauer im Carnot-Becken zu Calais.

M. 1 : 150.





Die Abb. 217 zeigt den dazu verwendeten, oben offenen, eisernen Senkkasten, der durch einen Kran vom Ufer aus ins Wasser gesetzt in etwas geneigter Lage schwimmt. Durch in ihn eingestiegene Arbeiter kann der Schwimmkasten an Ketten längs der Ufermauer fortbewegt und durch entsprechende Wasserfüllung an der auszubessernden Stelle auf den Holm der das Grundmauerwerk einfassenden Spundwand niedergelassen werden. Seine äufsere Form schmiegt sich derjenigen der Ufermauer an, so dafs er durch den Wasserdruck an die Mauer angeprefst, an den Berührungsstellen seitlich abgedichtet werden kann, worauf in der der Mauer zugekehrten Fläche eine Blechtafel entfernt und dadurch die auszubessernde Mauerstelle erreichbar gemacht wird. Ein versetzbares Brett dient im Inneren des Kastens dem Arbeiter als Stand und durch einen fahrbaren Handkran können die Baustoffe hinab- und hinaufbefördert werden.

---

[592]) Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1898, I. S. 119 und Engng. news 1898, I. S. 278.

[593]) Engng. record 1900, Bd. 41, S. 6.

[594]) Nouv. ann. de la constr. 1900, S. 27.

Bei Pfahlrostbeschädigungen oder bei zu wenig tief gegründeten und dadurch Auswaschungen bezw. ungleichen Senkungen ausgesetzt gewesenen Grundbauten in tiefem Wasser, können die Ausbesserungen bei kleinen Schäden durch Taucher bewirkt werden, während gröfsere Abtragungen, Abstützungen, Untermauerungen und Erneuerungen nur durch eine Absperrung des Grundbaues durch Fangdämme oder diesen ähnliche Bauten erfolgen können, die als entfernbare oder bleibende Hilfskonstruktionen ausgeführt werden, ein Trockenlegen des Grundbaues ermöglichen und ihn an den beschädigten Stellen zugänglich machen.

Beruht endlich das Nachgeben eines Grundbaues auf dem Vorhandensein wasserführender Schichten, durch welche schlüpfrige Gleitflächen hervorgerufen werden, so hilft in erster Linie eine Entwässerung, wenn sie ausführbar ist (s. § 3, S. 24). Nachträgliches Einziehen von Gegenbögen hat bei tonigem Untergrunde nicht immer den gewünschten Erfolg, wie das Beispiel unter 7. (S. 282) zeigt.

Wie aus dieser kurzen Übersicht hervorgeht, ist es nicht möglich, allgemeine Regeln für solche Ausbesserungs- und Erneuerungsarbeiten aufzustellen, statt dessen mögen daher einige lehrreiche, dem Brückenbau entlehnte Beispiele angeführt werden. Beispiele aus dem Hochbau finden sich im Literaturverzeichnis unter II. 23.

Abb. 218 bis 220. *Pfeiler der Brücke über die Yonne bei Joigny.*

Abb. 218. Querschnitt.

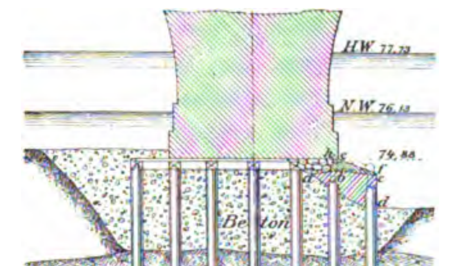


Abb. 219. Längenschnitt.

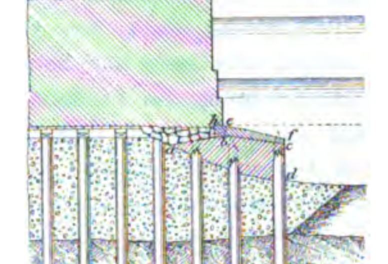
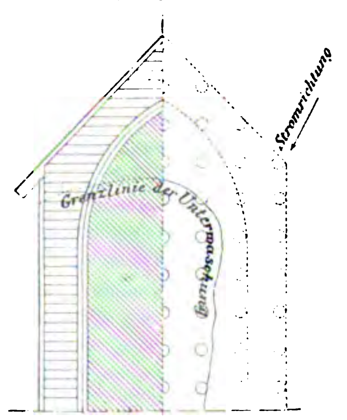


Abb. 220. Grundrifs.



1. Strafsenbrücke über die Yonne bei Joigny. Der Grundbau der Pfeiler dieser in der Mitte des 18. Jahrhunderts erbauten Brücke bestand aus einem Pfahlrost, dessen Pfähle in ihrem oberen Teil mit Beton umgeben waren, ohne dafs dieser durch eine Spund- oder Bohlenwand eingeschlossen erschien (s. Abb. 218 u. 219). Infolge dessen hatte, wie die Untersuchung ergab, der schräg zur Achse der Pfeiler (s. Abb. 220) gerichtete Stromstrich die linke Seite aller vier Strompfeiler in gefährlicher Weise vom Vorkopf bis zum Hinterkopf und diese beiden selbst in geringerem Mafse unterwaschen, während die rechte Seite unberührt geblieben war und sogar Anschwemmungen von Geschieben zeigte. Der Bohlenbelag und die Köpfe von zwei bis drei Pfahlreihen waren zerstört, der Beton war durch die Reibung der Geschiebe in der in den

Abb. 218 bis 220 dargestellten Weise abgeschabt worden und die Pfeiler erschienen an den Langseiten und namentlich am Vorkopf vollständig unterhöhlt.

Zur Verhinderung weiterer Unterwaschungen hätte ein Steinwurf, wenigstens für einige Zeit, genügt, jedoch hätte ein solcher die hohl liegenden Pfeilerteile nicht unterstützt, hätte den Flufsquerschnitt verengt und wäre der Schiffahrt ein Hindernis geworden. Eine Ausmauerung im Trockenen oder eine Betonschüttung hätte bei der Tiefe der Auskolkung von 2 m unter Niedrigwasser kostspielige Umschliefsungsarbeiten verursacht. Daher entschlofs man sich, das bereits bei der Ausbesserung des Kai de l'église Saint Maurice in Sens[595]) mit Erfolg angewendete Verfahren der Ausmauerung unter Wasser durch Taucher zu befolgen.

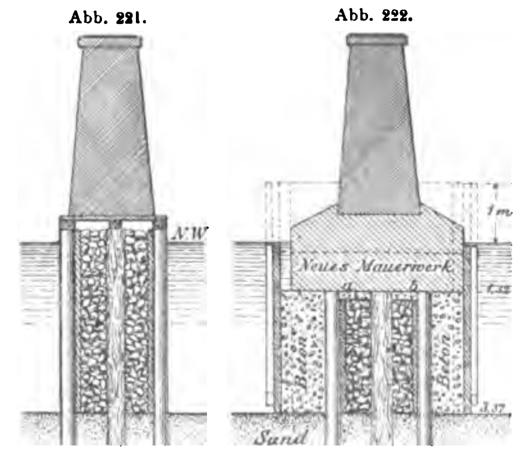
Zunächst reinigte man die unterwaschenen Stellen von Sand, Bruchstücken und Geröllen, entfernte die entbehrlichen und halb zerstörten Holzteile und Pfahlköpfe, stopfte die unzugänglichen Stellen, insbesondere die Aushöhlungen unter den Pfeilerköpfen mit Säcken mit Zementmörtel aus und stellte das Mauerwerk *a b c d* (s. Abb. 218 u. 219), am Vorkopf beginnend, im Schutz einer an den alten Pfahlkopfresten befestigten Bohlenwand her, die dem Arbeitsfortschritt entsprechend versetzt wurde. Nachdem sodann die Unterhöhlung bis auf 10 bis 20 cm, von der Aufsenseite des Pfeilers gemessen, mit Säcken mit Zementmörtel unterstopft war, beendigte man das nach der Linie *h e f* abgegrenzte Mauerwerk. Das Kubikmeter Mauerwerk kostete, durch Taucher ausgeführt, etwa 40 M., während die Ausfüllung der Höhlungen mit Säcken mit Zementmörtel einen Kostenaufwand von etwa 108 M. f. d. cbm verursachte.[596])

2. Brücke im Zuge der Bremen-Oldenburger Chaussee. Der Mittelpfeiler war auf Pfahlrost gegründet und stand in einem Kolk mit etwa 3 m Wassertiefe, wobei jedoch bei gewöhnlichem Sommerwasserstande der Bohlenbelag des Pfahlrostes etwa 30 cm über den Wasserspiegel hinausragte, so dafs infolge dessen die Pfahlköpfe und der Bohlenbelag stark von Fäulnis angegriffen waren, das Mauerwerk sich in letzteren eingedrückt hatte und beim Befahren der Brücke sich lebhafte Schwankungen in der Längenrichtung des Pfeilers bemerkbar machten. Eine gründliche Ausbesserung konnte nur darin bestehen, dafs der obere Teil des Pfahlrostes bis etwa 1 m unter niedrigsten Wasserstand entfernt und durch Mauerwerk ersetzt wurde.

Der Pfahlrost des Pfeilers (s. Abb. 221) bestand aus drei Reihen sehr unregelmäfsig eingeschlagener Pfähle, welche durch Holme, die einen eichenen Bohlenbelag trugen, verbunden waren. Zwischen die beiden äufseren Pfahlreihen hatte man aufserdem einen aus eichenen Bohlen hergestellten, unten offenen Kasten versenkt, der bis zur Sohle des Kolkes reichte und mit Steinen ausgefüllt war.



Abb. 221 u. 222. *Ausbesserung eines Pfahlrostes.*



Ohne eine Umschliefsung des Pfeilers war eine Umänderung des Grundbaues nicht gut möglich. Die Herstellung einer umschliefsenden Spundwand verbot sich jedoch, weil Rammarbeiten wegen der geringen Höhe zwischen Wasserspiegel und Brückenunterkante, sowie des lebhaften Verkehrs wegen, der auf der Brücke herrschte, nicht vorgenommen werden konnten. Daher wurden auf dem Lande fertig gezimmerte und verstrebte Kastenwände zum Pfeiler geflöfst, die Längswände in der den Kopfwänden entsprechenden Entfernung rechts und links vom Pfeiler an den Brückenträgern in die Höhe gewunden und die Kopfwände angesetzt. So zusammengebolzt, wurde dann der Kasten,

[595]) Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 475.

[596]) Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 472—485. Vergl. auch daselbst 1899, II. S. 252 und Nouv. ann. de la constr. 1900, S. 42: Ausbesserung des linksseitigen Pfeilers der Yonne-Brücke zu Sens, wo man statt Zementsäcke zu verwenden, flüssigen Zement mittels Röhren in die verbliebenen Hohlräume einfliefsen liefs und das ganze noch durch einen Steinwurf schützte, der mit Beton bedeckt wurde.

den Pfeiler umschliefsend, auf die Sohle des Kolkes abgesenkt. Nach genügender Belastung des 1 m über Wasser hervorragenden Kastens wurde in diesen, rings um den Pfahlrost, etwa 2 m hoch, Beton eingebracht und versucht, den Kasten über dem Beton leer zu pumpen, was jedoch erst nach künstlicher Absenkung des äufseren Wasserspiegels gelang. Darauf wurde zunächst der innerhalb der Pfahlreihen vorhandene alte Kasten, sowie die Steinschüttung bis etwas unter die Betonoberfläche beseitigt, der verbleibende Teil mit einer Betonschicht *a b* (s. Abb. 222) abgedeckt und dann mit der Unterfangung der beiden Pfeilerköpfe und mit der Untermauerung begonnen.

Alle durch die Unterfangung entbehrlich werdenden Pfahlköpfe wurden stumpf über der Betonschicht abgeschnitten, während die Holme und der auf ihnen ruhende Bohlenbelag erst beseitigt wurden, sobald das Mauerwerk bis dicht unter sie geführt worden war.

Nach vollendeter Untermauerung und Sicherung der beiden Pfeilerköpfe erfolgte die Unterfangung und Untermauerung der Mitte des Pfeilers, zunächst auf eine Breite von 1 m, wobei die Vorsicht gebraucht wurde, das Entfernen der Pfähle, Holmstücke und Bohlen nur bis zur Hälfte des Pfeilers, also bis zum mittelsten Holm, vorzunehmen und erst nachdem diese Hälfte untermauert war, in der anderen Hälfte dieselben Arbeiten auszuführen. In ähnlicher Weise wurde fortgefahren und die Arbeit ohne Unfall vollendet.

Das neue Mauerwerk besteht aus gut gebrannten Ziegeln in Zementmörtel. Die Oberfläche wurde abgeschrägt und mit einer Rollschicht abgedeckt. Schliefslich wurden noch die Wände des Umschliefsungskastens so tief abgeschnitten, dafs sie auch im Sommer vom Wasser bedeckt sind.[597])

Die Kosten betrugen:

Umschliefsungskosten	555,25	M.
Betonierungsarbeiten	704,62	„
Unterfangungsarbeiten, die im Tagelohn ausgeführt wurden und 56 Maurergesellentage, 32 Zimmergesellentage und 24 Arbeitertage umfafsten	1037,93	„
Wasserschöpfkosten	348,39	„
Insgemein, Fuhrlohn, Geräte u. s. w.	84,75	„
Zusammen	2730,94	M.

3. Brücke bei Little Rock der St. Louis, Iron Mountain and Southern-Eisenbahn in Arkansas. Der Mittelpfeiler der Drehbrückenöffnung dieser in den Jahren 1884 und 1885 erbauten Brücke begann bald nach Inbetriebnahme sich stromaufwärts zu neigen, bis er im Jahre 1898 um etwa 30 cm überhing und man sich entschliefsen mufste, ihn an weiterer Bewegung zu hindern. Sein Grundmauerwerk ruhte auf einem 13 bis 15 m unter N.W. in die den Felsboden mit nur wenigen Metern überlagernde Sandschicht versenkten, aus Holz gezimmerten Kasten und es scheint die ungenügende Beseitigung des Sandes die Veranlassung zu seiner Senkung gewesen zu sein.

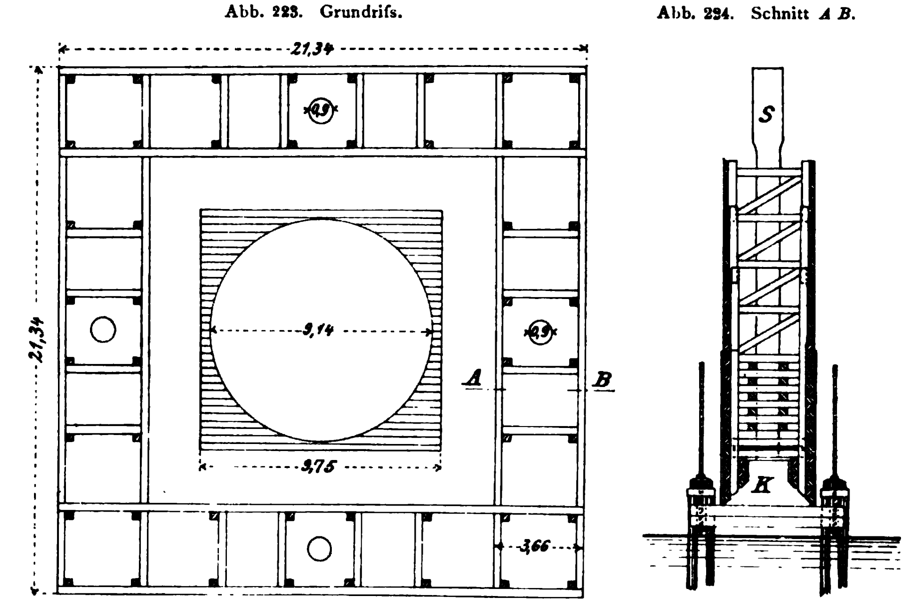
Statt den Pfeiler mit einem Fangdamm aus Balken (*crib work*) zu umgeben, wie dies in verschiedenen ähnlichen Fällen, z. B. bei der Sicherung des Pfeilers der Aquaduktbrücke zu Washington[598]), geschah und im Schutz eines solchen Fangdammes die Sicherungsarbeiten vorzunehmen, erfolgte hier, der grofsen Wassertiefe wegen, die Pfeilerumschliefsung in der Weise, dafs um den kreisförmigen, rd. 9 m im Durchmesser haltenden, auf quadratischer Grundfläche von 9,8 m Seite ruhenden Pfeiler nach Abb. 223 (S. 280) ein quadratischer, rahmenförmiger Kasten von 21,34 m äufserer und 14 m innerer Seitenlänge angeordnet und mittels Druckluft bis auf den Fels abgesenkt wurde. Dadurch wurde der Pfeiler ebenfalls ringsum fangdammartig abgeschlossen. Es konnte der 2,1 m breite Zwischenraum um den Pfeiler ausgepumpt, ausgegraben und dann mit Beton ausgefüllt werden, wodurch ein vollkommen widerstandsfähiger Grundbau entstand.

[597]) H. Bücking, Ausbesserung eines auf Pfahlrost gegründeten steinernen Brückenpfeilers. Deutsche Bauz. 1884, S. 19 u. 20.

[598]) Engng. news 1900, II. S. 54.

Abb. 223 u. 224. *Holzkasten zur Ausbesserung des Mittelpfeilers der Brücke zu Little Rock.*

Abb. 223. Grundrifs. Abb. 224. Schnitt *A B*.



Die Seitenwände des rahmenförmigen Kastens waren auf 2 m Höhe von dessen Unterkante mit einer festen Decke verbunden (s. Abb. 224), die die unteren durch 4 Einsteigschächte von 0,9 m Durchmesser besteigbaren, 4 m breiten Arbeitsräume *K* abschlofs. Da der Kasten aus einem Stück bestand und gleichzeitig in seiner ganzen Ausdehnung abgesenkt wurde, so mufste er an Ort und Stelle auf einem den Pfeiler umgebenden Gerüst zusammengebaut und von diesem aus versenkt werden, was bei seiner Gröfse, bei der bedeutenden Wassertiefe und der starken Strömung bedeutende Schwierigkeiten bot. Für die unteren Kränze wurde Eichenholz, für den übrigen Kasten frisch gefälltes Fichtenholz verwendet.

Eine besondere Schwierigkeit bot die um den Pfeiler herum, infolge der Auskolkungen, sehr unregelmäfsige Bodenbeschaffenheit. Um den Kasten vor Beginn seiner Absenkung wenigstens einigermafsen in seinem Umfange zum Aufsitzen zu bringen, wurden nicht weniger als 12 000 Säcke mit Sand notwendig.

Die Anlage zur Erzeugung von Druckluft befand sich am Ufer. Der Aushub wurde, soweit er vom Wasser mitgenommen werden konnte, mit Hilfe der Druckluft herausgeblasen. Der festere Grund, sowie der Felsen wurde in üblicher Weise durch die Schleusenkammern *S* entfernt. Sobald der Kasten auf allen Seiten wagerecht im Felsen eingebettet war, wurde der Arbeitsraum mit Beton ausgefüllt.[599])

4. Sicherung des Cornwall-Brückenpfeilers. Während der Aufstellung des eisernen Oberbaues erhielten mehrere Pfeiler dieser Brücke Risse, so dafs ein Ankerpfeiler vollständig abgetragen werden mufste, während ein im Flufs stehender Hauptpfeiler in ähnlicher Weise, wie im Beispiel 3, durch einen mit Druckluft hier bis auf eine Tiefe von rd. 8 m abgesenkten, aber aus Eisen bestehenden, den Pfeiler rahmenförmig umgebenden, sechsseitigen Kasten gesichert wurde, ohne dafs die auf dem Pfeiler ruhenden Brückenträger entfernt oder abgestützt zu werden brauchten.

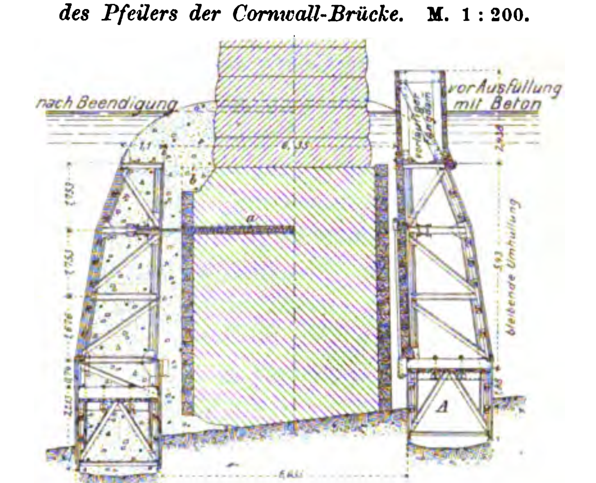
Der Pfeiler war auf einem mit Beton gefüllten Holzblockkasten *(timber crib)* errichtet, der am Ufer zusammengesetzt, zur Baustelle geflöfst und dann versenkt wurde. Er safs aber auf einer, von einer dicken Klaischicht bedeckten und daher in ihrer Oberflächengestaltung nicht genügend erkannten, unebenen und geneigten Fläche der tragfähigen Schicht auf, wodurch ungleiche Senkungen entstanden, die man zunächst durch Steinwürfe zur Ruhe zu bringen suchte, bis man sich zur Herstellung der oben erwähnten endgültigen Verstärkung des Fundamentes entschlofs.

---

599) Engng. news 1900, I. S. 73; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1900, S. 517; Schweiz. Bauz. 1900, II. S. 165.

Die 2,13 m hohe, aus 8, mit besonderen Einsteigschächten versehenen Einzelkammern bestehende Arbeitskammer *A* des rund 11 m breiten, 25,6 m langen sechsseitigen eisernen Kastens, wurde um den Pfeiler herum angeordnet, an Kabeln aufgehängt und mittels Druckluft abgesenkt, wobei entsprechend der Absenkung die Seitenwände erhöht und die über der Arbeitskammer befindlichen Räume mit Beton ausgefüllt wurden, was nach vollständiger Absenkung auch mit der Arbeitskammer geschah. Soweit der Kasten als Grundbauverstärkung diente (s. Abb. 225, linke Seite) bestand er aus Eisen. Um jedoch den Raum zwischen seinen inneren Wänden und dem Pfeilerfundament ausgraben und mit Beton ausfüllen zu können, mufste ein bis über den Mittelwasserstand reichender, später zu beseitigender Aufsatz von 2,438 m Höhe angeordnet werden (s. die rechte Seite der Abb. 225), zu welchem Holz verwendet wurde und in dessen Schutz die Umstampfung des alten Pfeilerfundamentes mit Beton erfolgte.

Abb. 225. *Eiserne Kasten-Umhüllung zur Sicherung des Pfeilers der Cornwall-Brücke.* M. 1 : 200.



Die sich gegenüberliegenden Längsseiten des Kastens wurden durch das Fundament des Pfeilers hindurch mit Kabeln *a* gegenseitig verankert. Die linke Seite der Abb. 225 zeigt die, nach Abdeckung mit einem Betonkopf, vollendete Pfeilersicherung, während auf der rechten Seite derselben Abbildung der Kasten zwar endgültig abgesenkt, aber der Zwischenraum zwischen dem Pfeilerfundament und der inneren Kastenwand noch nicht ausgefüllt erscheint.[600])

5. Pfeilersicherung bei der Karls-Brücke in Prag. Nach dem Einsturz zweier Pfeiler und der angrenzenden drei Gewölbebogen durch das Hochwasser des Jahres 1890 begnügte man sich nicht mit dem Wiederaufbau der zerstörten Teile, sondern sicherte auch die stehengebliebenen, aber teilweise unterwaschenen Pfeiler. Dazu wurden Fangdämme um die nur flach gegründeten Pfeiler errichtet, zwischen ihnen und dem alten Grundbau Betonkörper von etwa 3 m Breite eingebracht und dann das Ganze noch durch Steinwürfe geschützt.

Diese Ausführung hatte aber den Nachteil, dafs sie den Stau stark vergröfserte, und es wurde nun, in ähnlicher Weise wie in den Beispielen 3 und 4, nach Einholung des Rates von C. Zschokke, in einem Abstande von 4 m rund um den Pfeiler ein 2,2 m breiter Mauerkörper mittels Druckluft bis auf den Felsboden 9,5 m unter N.W. abgesenkt, worauf man die vorläufig angeordneten Betonkörper beseitigte, die beschädigten Stellen des alten Grundbaues unterfing und untermauerte und den Zwischenraum zwischen dem neuen, rings um den Pfeiler laufenden, 2,5 m unter N.W. verbleibenden Mauerkörper und dem alten Grundbau, in gleicher Tiefenlage unter N.W., mit Mauerwerk bis auf eine Tiefe von 3,2 m unter N.W. ausfüllte.

Die Absenkung des um den Pfeiler angeordneten Schutzmauerwerks geschah nicht mit Hülfe eines rahmenartigen Kastens, wie in den Beispielen 3 und 4, sondern in einzelnen aneinanderstofsenden Senkkasten, zwischen denen ein Zwischenraum von 30 bis 40 cm gelassen wurde. Damit jedoch die einzelnen Teile zu einem ganzen verbunden werden konnten, wurden in je zwei gegenüberliegenden Stirnwänden Nischen angeordnet, die zusammen einen Schacht bildeten, durch dessen Ausfüllung die Verbindung hergestellt wurde.

Bezüglich der ausführlichen Schilderung der Arbeiten mufs aus Raummangel und weil sie ihrer Ausführungsweise nach über den Rahmen des vorliegenden Kapitels hinaus und in das Kap. II „Druckluftgründungen" hineingreift, auf die unten angeführte Quelle[601]) verwiesen werden.

[600]) Engng. record 1900, Bd. 42, S. 613.

[601]) G. Sonkup, Sicherung des Grundwerks bei der Karls-Brücke in Prag. Allg. Bauz. 1904, S. 91.

6. Die Eisenbahnbrücken bei Rendsburg. Die beiden über zwei Arme der Eider hinüberführenden Brücken bestanden bis 1877, aufser aus je einer zweiarmigen Drehbrücke, aus kleineren Öffnungen, die durch hölzerne Joche mit darüber gelegten durchlaufenden schmiedeisernen Trägern gebildet wurden. Die Pfähle der hölzernen Joche waren, wie dies bei ihrer Herstellung wohl hätte vorausgesehen werden können, soweit sie über den niedrigsten Wasserstand hinausragten, stark angefault, unter Niedrigwasser jedoch vollständig gesund.

Es wurde daher beschlossen, abgesehen von den für die Landpfeiler herzustellenden, zum Teil unmittelbar auf den Grund aufzusetzenden Steinpfeilern, die unteren Teile der Pfähle zu benutzen und, unter Aufrechterhaltung des Betriebes, bei den mit einer Sandschüttung umgebenen Flutjochen sowohl, als auch bei den im Wasser stehenden Stromjochen, die alten Pfähle bis unter den niedrigsten Wasserstand abzuschneiden und nach der, in einem auf die Pfähle aufgesetzten Kasten erfolgten Herstellung eines Betonbettes, auch hier Steinpfeiler zu errichten.

Dabei wurden jedesmal die Brückenträger rechts und links vom Joch abgestützt und man achtete darauf, dafs nicht zwei oder mehrere Joche nebeneinander gleichzeitig abgerissen wurden. Die unter Niedrigwasser immer noch in beträchtlicher Höhe über die Sohle hinausragenden Joche wurden unter Wasser miteinander durch Zuganker verbunden. Für die Endjoche der Drehbrücken wurden statt steinerner Pfeiler gufseiserne Pfeileraufsätze verwendet, weil diese Endjoche nur aus je einer Pfahlreihe bestanden.[602])

Abb. 226. *Elbbachtalbrücke bei Willmenrod.*

7. Die Elbbachtalbrücke bei Willmenrod. Die eingleisige, in der Wagerechten und in einer Krümmung von 300 **m** Halbmesser liegende, gewölbte Brücke wurde in einem Untergrunde gegründet, der bis auf mehr als 20 **m** Tiefe knetbaren Ton aufwies. Bei der Aushebung der Baugrube für den Pfeiler IV und V (s. Abb. 226) stieg der Ton in der Sohle der Ausschachtung durch den Druck des umliegenden Erdreichs in die Höhe, was bis auf eine Entfernung von 50 **m** von der Baustelle bemerkbare Störungen im Gleichgewicht des Bodens hervorrief, indem bei zwei in dieser Entfernung gelegenen Gebäuden sich Verdrückungen und Risse zeigten. Durch rasche Ausschachtung und Aufmauerung der Pfeiler glaubte man diese Störung überwunden zu haben, da Ruhe eintrat. Nach Fertigstellung der Gewölbe zeigte sich jedoch, nachdem Bogen III—IV bereits ausgerüstet und im Lehrgerüst des Bogens IV—V die Keile gelüftet waren, beim Ausrüsten des Bogens V—VI eine plötzliche Bewegung, wobei in der Gegend der Bruchfugen und im Scheitel mehrere Gewölbesteine herausfielen. Die Lehrbogen wurden nunmehr wieder aufgestellt und es ergab sich, dafs der Pfeiler IV um 4,2 **cm**, der Pfeiler V um 8,5 **cm** sich gesenkt hatten. Die ermittelte Bodenbelastung betrug beim Pfeiler IV 3,7 **kg**, beim Pfeiler V 4 **kg** und beim Widerlager VI 1,9 **kg** f. d. **qcm**.

[602]) Näheres über die Ausführung s. Tellkampf, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375 ff.

Eine durch mehrere Monate dauernde Beobachtung ergab trotz der Einrüstung nicht nur weitere Senkungen selbst des zuerst in Ruhe gebliebenen Widerlagers, sondern auch seitliche Verschiebungen.

Um weiteren Bewegungen entgegenzuwirken, wurden die in Abb. 226 angegebenen Sohlengewölbe von 75 cm Stärke für den 12 m weiten Bogen, von 60 cm Stärke für den 8 m weiten Bogen, in der ganzen Breite der Brücke ausgeführt. Nach Ausrüstung und Anschüttung des Erdkegels um die Pfeiler V u. VI traten wieder Bewegungen bis zu der in Abb. 226 punktiert angegebenen Lage ein, bei welcher die Öffnung IV—V, von 12 m ursprünglicher Weite, auf 11,74 m, die Öffnung V—VI von 8 m auf 7,76 m zusammengedrückt erschienen. Dann trat scheinbar Ruhe ein und der eröffnete Betrieb zeigte zunächst keine wahrnehmbaren Senkungen oder Erschütterungen.[603])

Abb. 227. *Abstützung der Elbbachtalbrücke.*

In den nächsten Jahren mufsten jedoch mehrfach Erhöhungen der aus dem Lote gewichenen Stirnmauer erfolgen, um die richtige Gleislage zu erhalten und trotz gegenseitiger Verankerungen der Stirnmauern dauerten die Bewegungen fort. Die beabsichtigte Verbreiterung und Verstärkung der Sohlengewölbe unterblieb, weil man den Boden nicht noch mehr belasten wollte. Ein Stützgewölbe, das sich gegen die überhängende Seite des gesunkenen Pfeilers V als einhüftiges Strebegewölbe anlehnte (s. Abb. 227), vermochte auch nicht der Bewegung Einhalt zu tun, so dafs nach anhaltendem Frost und darauf folgendem Tauwetter im grofsen Gewölbe ein starker mit der Stirnfläche gleichlaufender, 6,5 m langer, 3,4 bis 6 cm breiter Rifs sich an der überhängenden Seite des Gewölbes zeigte. Nach Verankerung der Gewölbestirn mit 3 Paar Zugankern mit beidseitig vor den Stirnseiten des Gewölbes angebrachten gufseisernen Ankerplatten wurde nunmehr:

a) Die an der äufseren Seite der Gleiskrümmung stehende, stark überhängende, Stirnmauer abgebrochen und neu aufgeführt,
b) das Gewölbe nach Ausgiefsen des Risses neu abgedeckt und
c) das Bach- und Tagwasser von dem Nachbargelände der Brücke und von dem Fundament des gesunkenen Pfeilers V abgeleitet. Insbesondere wurde der alte Flutgraben, der den Mühlgraben mit dem Elbbach verbindet, verlegt und darauf scheint volle Ruhe eingetreten zu sein.[604])

8. Wiederherstellung der Ruhrbrücke bei Hohensyburg.[605]) Hier handelte es sich um die Erneuerung des durch das Hochwasser 1890 eingestürzten Strompfeilers.

Zur vorläufigen Herstellung des Verkehrs errichtete man rechts und links vom alten Pfeiler Holzjoche, streckte über diesen einen eisernen Träger und verlegte darauf die zwar abgestürzten, aber noch leidlich erhaltenen Träger eines Gleises der beiden anstofsenden Brückenöffnungen, um dann den Wiederaufbau des Pfeilers zu beginnen.

Die angestellten Bohrungen ergaben, dafs der nach der alten Bauzeichnung angebliche Felsuntergrund aus Findlingen bestand, unter denen sich eine Kiesschicht von etwa 1,5 m Mächtigkeit zeigte, die in weichen blauen Ton überging, in den 4 m tief hineingebohrt wurde. Man beschlofs, mit der neuen Gründung erheblich tiefer als seither und zwar bis in die Kiesschicht hineinzugehen, aufserdem den neuen Pfeiler, sowie den linken Landpfeiler durch Spundwände gegen Unterwaschung zu sichern und die übrigen Pfeiler durch eine Umpackung mit schweren Steinen zu schützen, nachdem durch Vertiefung der Flufssohle mittels Baggerung ein gröfserer Durchflufsquerschnitt hergestellt war.

---

[603]) Lübbers, Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250.
[604]) Fliegelskamp, Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 310.
[605]) Breuer, Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 319 u. 329.

Für die Ausführungsweise der Gründung wurde Betonierung mittels Trichtern, im Schutze eines Blechmantels, gewählt, da die Einschliefsung der Baugrube durch eine Spundwand oder durch einen Fangdamm nicht möglich war, weil diese einerseits, infolge der weit auseinander liegenden Trümmer des umgestürzten Pfeilers, einen zu grofsen Umfang angenommen hätten, andererseits Rammarbeiten unter dem im Betriebe befindlichen Brückenteil schwierig erschienen und der Versuch, hölzerne Pfähle in den zähen Tonboden einzurammen, nicht gelingen wollte. Aus diesem letzteren Grunde konnte auch nicht an einen Pfahlrost mit Betonabdeckung gedacht werden. Endlich erschien, der Steine und Findlinge wegen, eine Druckluftgründung zu schwierig und zu zeitraubend.

Die Aufeinanderfolge der Arbeiten bestand den besonderen Verhältnissen entsprechend:

a) In der Befreiung der Flufssohle von den Trümmern des alten Pfeilers, soweit diese dem Blechmantel im Wege lagen, was durch Sprengung mittels Dynamit und durch Taucher erfolgte. Für eine Ausbaggerung zeigte sich die lichte Höhe unter dem im Betriebe befindlichen Brückenteil zu niedrig,

b) in der Aufstellung des Versenkgerüstes und der Herstellung des Blechmantels,

c) in der Absenkung des Blechmantels unter gleichzeitiger Ausbaggerung.

Zwei indische Schaufeln leisteten anfangs bei dem festgelagerten groben Kies wenig, bis die Schaufeln nicht senkrecht hinabgestofsen wurden, sondern durch eine besondere Vorrichtung gezwungen waren, erst einen Weg von 4 bis 5 m Länge wagerecht über die Flufssohle zu machen. Auch zwei Taucher waren tätig, da vielfach noch Betonteile der alten Fundierung zerkleinert und fortgeschafft werden mufsten, was eine sehr mühsame und zeitraubende Arbeit war.

Als der Blechmantel auf die Tiefe von 5,5 m unter Niedrigwasser angelangt war, wurde der Boden ausbetoniert. Nach neuntägiger Erhärtung des Betons konnte der Blechmantel leer gepumpt werden und das Hochmauern im Schutze des letzteren beginnen.

Da es, wie schon erwähnt, nicht gelang, hölzerne Pfähle in den zähen Ton einzutreiben, so wurden für die in Aussicht genommene umschliefsende Spundwand 6,6 m lange Eisenschienen, 2,5 m tiefer als die Unterkante des Blechmantels und zwar 1,2 m in die Tonschicht reichend, eingerammt. In weiterem Abstande wurde dann noch eine Pfahlwand angeordnet, die mittels einer Dampfkreissäge dicht über dem Flufsgrunde abgeschnitten wurde.

§ 41. Schlufswort und Kostenvergleichungen. Unter sonst gleicher Erfüllung der bedungenen Anforderungen sind für die Wahl einer Gründungsart stets die Kosten entscheidend. Die Kosten sowohl der im Grundbau vorkommenden Hilfsarbeiten und Baustoffe, als auch der wichtigsten Gründungsarten wurden am Schlufs jeder betreffenden Abteilung so eingehend besprochen, als es für den vorliegenden Zweck angezeigt erschien. Um die Vergleichung der in bestimmten Fällen in Wettbewerb tretenden Gründungsarten zu erleichtern, sind ferner ihre Kosten aus vorhandenen Beispielen auf gleiche Einheiten zurückgeführt worden.

Hier mag nun darauf aufmerksam gemacht werden, dafs alle derartigen statistischen Ergebnisse nur mit Vorsicht zu benutzen und zu Voranschlägen nur dann zu verwerten sind, wenn die Verhältnisse der in Vergleich gezogenen Fälle annähernd gleich liegen. Statistische Durchschnittsergebnisse aus einer gröfseren Zahl von Beispielen sind aber immerhin geeignet, die allgemeine Wertschätzung verschiedener Ausführungsweisen beurteilen zu lassen, weniger jedoch, um daraus für einen bestimmten Fall das Zweckmäfsigste zu erkennen.

Bereits bei Besprechung der Kosten einzelner Gründungsarten wurde darauf hingewiesen, wie sehr diese durch die besonderen Verhältnisse beeinflufst werden. Ausführungsweisen, welche eine ausgedehnte Anwendung maschineller Vorrichtungen nötig machen, sind in ihren Kosten zum gröfsten Teil durch die Arbeitsgröfse, auf welche sich die feststehenden Kosten verteilen und durch die Möglichkeit späterer Wiederverwertung des Besitzes an Geräten und Maschinen bestimmt, andere Ausführungsweisen hängen dagegen in ihren Kosten mehr von dem jeweiligen Preise der Baustoffe und der Höhe des Arbeitslohnes ab.

Bezieht man die Kosten auf das Raummeter aus Fundamentsohlfläche und Fundamenttiefe unter dem Wasserspiegel, so schwanken die Kosten bei den im § 29 angeführten Beispielen der Betongründung zwischen 76 und 107 M. f. d. cbm (s. Tab. XIII, Spalte g, S. 194), bei den im § 37 (vergl. Tab. XVI u. XVII, S. 254) erwähnten Beispielen gemauerter Senkbrunnen zwischen 44 und 130 M. f. d. cbm, in 8 Fällen der Druckluftgründung[606]) zwischen 87,2 und 124 M. f. d. cbm. Schon diese Angaben über die drei in neuerer Zeit und häufig miteinander in Wettbewerb tretenden Gründungsarten lassen die grofse Verschiedenheit der Kosten und insbesondere ihre Abhängigkeit von den besonderen örtlichen Verhältnissen erkennen. Nur unter sorgfältiger Berücksichtigung dieser letzteren sind daher die Kostenangaben zur Veranschlagung und Vergleichung zu verwerten.

Bei den erwähnten drei Gründungsarten, bei welchen der aus Beton oder Mauerwerk bestehende Grundbau bis auf den festen oder wenigstens entsprechend tragfähigen Baugrund hinabgeführt wird, ist die Gröfse der Sohlfläche und ihre Tiefenlage in den meisten Fällen durch den Entwurf selbst bestimmt. In dem Aufwand an Grundmauerwerk bezw. an Beton sind somit die Ausführungsweisen nicht wesentlich voneinander verschieden, höchstens bezüglich seiner Güte. Der wesentliche Unterschied in den Kosten wird also hauptsächlich durch die Art der Ausführung und Herstellung, sowie durch die Art der Umschliefsung der Baugrube hervorgerufen. Bei welcher der Ausführungsweisen sich diese mit den geringsten Mitteln erreichen lassen, hängt aber von den Wasserverhältnissen, von der Beschaffenheit und Gleichmäfsigkeit des Bodens, von der Tiefe des festen Baugrundes und von den anzuwendenden Gerüsten, Maschinen und Geräten ab.

Bei gleichmäfsigem Boden, der entweder unter Wasser durch Baggerung leicht zu entfernen oder genügend undurchlässig ist, um innerhalb der Baugrube bei mäfsigem Wasserschöpfen abgegraben werden zu können, sind unter den verschiedensten Verhältnissen bis zu bedeutenden Tiefen hinab äufserst günstige Ergebnisse mit dem Versenken von Brunnen erzielt worden. In ungleichmäfsigem Boden, besonders wenn Hindernisse, wie Baumstämme, grofse Steine u. dergl. vorkommen, verliert die Brunnengründung an Wert.

Bei weniger bedeutenden Tiefenlagen des festen Baugrundes und wenn die Bodenbeschaffenheit das Einrammen der Pfähle nicht zu sehr erschwert, ist, namentlich bei grofser Flächenausdehnung des Fundamentes, die Betongründung zwischen umschliefsenden Pfahlwänden mit Vorteil verwendet worden.

Die Druckluftgründungen gestatten die weiteste Anwendung, sowohl mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der oberen Bodenschichten, als auch auf die Tiefenlage des Baugrundes, sofern letztere nicht über dasjenige Mafs hinausgeht, bei welchem das Vermögen des Menschen aufhört, den der Tiefe entsprechenden Luftdruck zu ertragen (vergl. Kap. II). Ob die Druckluftgründung den übrigen in Frage kommenden Ausführungsweisen vorzuziehen ist, hängt in jedem einzelnen Fall von dem auf die maschinellen Vorrichtungen entfallenden Teil der Kosten ab. Bisweilen kann eine der zusammengesetzten Gründungsarten (vergl. § 39) von Vorteil sein.

Von den älteren Gründungsarten behält, soweit es sich um Gründungen in Wasserhaltigem Boden handelt, immer noch der Pfahlrost eine nicht zu unterschätzende Bedeutung, vornehmlich mit den in neuerer Zeit gebräuchlichen Abänderungen, zu

[606]) Vergl. die 2. Aufl. dieses Kapitels, § 23.

denen für wechselnden Grundwasserstand der Beton- und Eisenbetonpfahlrost zu zählen ist. Die zulässige Inanspruchnahme des Holzes auf Druckfestigkeit, die etwa das zehnfache derjenigen des gewöhnlichen Mauerwerks beträgt, läfst hölzerne Pfähle, bei ihrem mit Mauerwerk etwa gleichen oder nur wenig höheren Preise für die Raumeinheit, von vornherein sehr geeignet zu einzelnen Stützen erscheinen, durch welche die Last des Bauwerks auf einen tiefliegenden festen Baugrund übertragen werden soll. Schwierig und kostspielig wird nur häufig die Umschliefsung und Trockenlegung der Baugrube behufs Herstellung des eigentlichen Rostes. Um die nach dem älteren Verfahren dazu erforderlichen umständlichen Arbeiten zu umgehen, empfiehlt es sich, bei genügender Festigkeit der oberen Bodenschichten den hölzernen Rost durch eine Beton- bezw. Eisenbetonlage zu ersetzen (vergl. § 29 unter 3., S. 190 und § 35 unter 4. u. 5., S. 231 u. 233). Bei weichen Bodenschichten kann dabei eine Verdichtung durch Sand- oder Steinschüttungen sowie durch Betonpfähle und durch Herstellung eines Betonbettes darüber zweckmäfsig sein. Auch kann die Versenkung des Rostbelages nebst einem Teil des Fundamentmauerwerks nach alter Art mittels Senkkasten erfolgen (vergl. § 31, S. 201).

Auf den relativen Wert der übrigen Gründungsarten kann hier nicht näher eingegangen werden, da sie zum Teil einfacher Art und in ihren Kosten leicht zu übersehen sind, zum Teil aber Verhältnisse voraussetzen, die in der täglichen Baupraxis selten vorkommen und eine eigenartige Behandlung verlangen. In dieser Beziehung sei auf die in den betreffenden Paragraphen enthaltenen Ausführungen verwiesen.

Literatur.

I. Einzelwerke und Druckhefte.

1. Lehr- und Handbücher über Grundbau.

G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 1. Teil, 2. Band, Fundierungen. Berlin 1841 (3. Aufl. 1870).

M. Becker, Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1853, S. 205. 4. Aufl. Leipzig 1883.

Heinrich Müller, Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860, I. u. III. Band.

F. Schwarz, Der Grundbau. Berlin 1865.

H. v. Chiolich-Löwenberg. Anleitung zum Wasserbau, 3. Abteilung. Stuttgart 1865.

C. A. Menzel, Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausgegeben von C. Schwatlo. Halle 1866.

C. A. Menzel und J. Promnitz, Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.

W. Frauenholz, Baukonstruktionslehre für Ingenieure. III. Band, Eisen- und Fundationskonstruktionen. München 1877.

Franzius, Der Grundbau. Deutsches Bauhandbuch, Bd. III. Berlin 1879.

E. v. Feldegg, Allgemeine Konstruktionslehre des Ingenieurs; nach Vorträgen von R. Baumeister, II. Teil: Fundierungen. Karlsruhe 1879.

L. Brennecke, Der Grundbau, Handbuch der Baukunde, III. Abteilung, 1. Heft. Berlin 1887.

M. Strukel, Der Grundbau. Leipzig 1895.

L. Klasen, Handbuch der Fundierungsmethoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879. 2. Aufl. 1895.

Gustav Meyer, Der Grundbau unter Ausschlufs der Druckluftgründungen. Fortschr. der Ing.-Wissensch., 1. Gruppe, 2. Heft. Leipzig 1896.

Ed. Schmitt, Fundamente, Handbuch der Architektur, III. Teil, I. Band, 2. Abteilung. Darmstadt, 2. Aufl. 1891, 3. Aufl. Stuttgart 1901.

L. v. Willmann, Grundbau, II. Kap. des Lehrbuchs des Tiefbaues, herausgegeben von K. Esselborn. Leipzig 1904.

H. Lückemann, Der Grundbau. Berlin 1906.

2. Zement und Beton und ihre Anwendungen.

H. Saeger u. E. Cramer, Vorrichtungen zur Prüfung von Portlandzement. Berlin 1903.

Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten. Berlin 1904.

W. Fresenius, Über den Nachweis fremder Zumischungen im Portlandzement. Berlin 1904.

Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt unter Mitwirkung von Vertretern der Ministerien und Versuchsanstalten deutscher Bundesstaaten, sowie anderer Sachverständiger vom Deutschen Beton-Verein (E. V.) Februar 1905.

F. W. Büsing u. Dr. C. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen (3. Auflage). Berlin 1905.

C. Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. Berlin 1905.

Paul Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendung im Bauwesen, Übersetzung der 2. Aufl. Berlin 1905.

Emil Müller, Die Portlandzementfabrikation in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. New York u. Berlin 1905.

Feodor Ast, Der Beton und seine Anwendung (erschien als Beilage zu „Zement u. Beton 1905“ von No. 22 an).

R. Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion. Stuttgart 1905.

M. Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbeton-Bauten. Berlin, 2. Aufl. 1905.

G. Kaufmann, Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen. Berlin 1905.

A. Schybilski, Tabellen für Eisenbetonplatten. Berlin 1905.

G. Schellenberger, Eisenbetontabellen für Platten und Unterzüge. Berlin 1905.

Betontaschenbuch, Verlag d. Tonindustriezeitg. Berlin 1906.

E. Mörsch, Der Eisenbetonbau. Stuttgart. 2. Aufl. 1906.

II. Abhandlungen aus Zeitschriften und Sammelwerken.

1. Baugrunduntersuchung, Verbesserung und Tragfähigkeit des Baugrundes
(zu § 1—3).

Goldmann, Verschiedene Gründungen und Untersuchungen in Betreff deren Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

Tragfähigkeit des Berliner Sandbodens. Deutsche Bauz. 1869, S. 595.

E. v. Haselberg, Über den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspfl. 1870, S. 35.

Hübbe, Bohrungen an der Elbe unter Anwendung von Druckwasser. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.

Hebung der Baugrubensohle beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.

Über die Anwendung des Diamantgesteinbohrers. Deutsche Bauz. 1876, S. 405 u. 460.

Die an den Mittelpfeilern der grofsen Hängebrücke über den East River zu New York vorkommenden Belastungen. Scientific american 1876, S. 289. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 116. — Engineering 1878, S. 53.

Bohr- und Probepfähle beim Bau der Innbrücke zu Königswart. Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 223.

Lehmann, Probebelastung. Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

Brennecke, Das Gefrierverfahren von F. H. Pötsch und seine Anwendung im Bau- und Ingenieurwesen. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 461 und 1884, S. 287.

G. G. Lang, Die Gefriermethode von Pötsch. Riga'sche Industrie-Zeitg. 1884, No. 16.

Verbesserung des Baugrundes durch Einspritzen einer erhärtenden Flüssigkeit. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 344.

Gefrierverfahren von Lindmark. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 537.

Alby, Note sur des expériences de congélation des terrains. Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 338.

Brennecke, Neuere Mitteilungen über das Gefrierverfahren von Pötsch. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 249, 278, 495.

Ein neues Werkzeug für den Grundbau. Deutsche Bauz. 1888, S. 109.

Ein zweckmäfsiges Bohrgerät für Bodenuntersuchungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 421.

Über Gefriergründung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 1125. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen im preufsischen Staate, Bd. 32, S. 276; Bd. 33, S. 219; Bd. 34, S. 245 und Bd. 37, S. 385. — Engineer 1883, S. 417.

Mitteilungen über Abmessungen der Pfähle, namentlich bei amerikanischen Bauten. Ann. des travaux publics 1889, S. 2222.

Einpressen von Zement nach Patent Neukirch. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 861.

Schwedler, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 90.

Schubert, Belastungsversuche auf Eisenbahndämmen aus Sand. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 74.

Einpressen von Zement nach L. Harris. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 164. — Engng. news 1891, Bd. XXV, S. 249.

Einpressen von Zement nach Kinipple. Engng. 1892, I. S. 609 u. 646.

Kurdjümoff, Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. Ziviling. 1892, S. 294.

Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

F. Eiselen, Gründung unter Wasser mit Hilfe von Zementeinpressung. Deutsche Bauz. 1894, S. 107, 349; vergl. auch Engng. news 1894, I. S. 533.

Abgeändertes Gefrierverfahren. Engng. rec. 1894, Bd. 29, S. 300.

Ermittelung des höchsten Grundwasserstandes. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 108.

Gründung durch Einspritzen von Zement mittels Prefsluft in Sand- oder Kiesboden. Ann. des ponts et chaussées 1895, I. S. 108. — Génie civil 1895, Bd. 27, S. 366.

Bohrungen für die Pfeilergründung der neuen East River-Brücke in New York. Engng. news 1896, II. S. 198.

Vorrichtung und Verfahren zur Ermittelung der Tragfähigkeit des Baugrundes (Fundamentprüfer von Ingenieur Rud. Mayer). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 589 u. 654. — Schweiz. Bauz. 1896, Bd. 28, S. 155. — Deutsche Bauz. 1897, S. 291. — Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 427, 489 u. 452. — Baugewerksztg. 1897, S. 583.

Föppl, Versuche über die Elastizität des Erdbodens. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 276.

Neues Gründungsverfahren für lockere Bodenarten durch Verdichtung. Rev. industr. 1897, S. 393.

Gründung durch Zusammenpressen des Bodens und Einschütten von Kalkmilch und Eisenschlacke in die Vertiefungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 85.

Gründung durch Einpumpen von Zement in Kiesschichten (Brücke bei Ehingen). Südd. Bauz. 1898, S. 31. — Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 60. — Deutsche Bauz. 1898, S. 102. — Baugewerksztg. 1898, S. 150. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 115 u. 247. — Schweiz. Bauz. 1898, Bd. 31, S. 166.

Verfahren von Dulac zur Verdichtung des Bodens bei den Gründungsarbeiten für die Ausstellungsbauten in Paris. Südd. Bauz. 1898, S. 222.

Lauter, Zur Frage des Einspritzens von Zement in wasserhaltigem Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 599, auch Baugewerksztg. 1899, S. 155 und Schweiz. Bauz. 1899, I. S. 8.

Geibel, Kosten ausgeführter Bodenuntersuchungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 114.

Dichtung und Tragbarmachung lockeren, aufgeschütteten Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 485.

Zur Frage der Dichtung und Tragbarmachung lockeren Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 512, 560.

Einflufs von Kohlenbergwerken auf das Setzen der Brücken und anderer Bauten. Engng. news 1899, Bd. 42, S. 157.

Zuschüttung eines durch übergetretenes Donauhochwasser in einen Teich verwandelten Bauplatzes in Wien vor Aushebung der Baugruben. Baugewerksztg. 1899, S. 1264.

Rehbock, Ausführung von Grundbohrungen im Meere. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 580 u. 592.

Baugrundprüfung von der Kellersohle eines bestehenden Hauses aus. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 372.

Engesser, Über die Beanspruchung des Baugrundes bei den Widerlagern von Bogenbrücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 308.

Der Fundamentprüfer von R. Mayer. Deutsche Bauz. 1900, S. 214. — Génie civil 1900, Bd. 36, S. 394. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1900, S. 673. — Schweiz. Bauz. 1900. Bd. 35, S. 77.

Caméré, Einpressen von Zement unter Luftdruck in Mauerwerkskörper und bei Gründungen. Ann. des ponts et chaussées 1900, I. S. 408.

Lippincott, Gesteinsbohrer für Untergrunduntersuchungen im Gilaflufs. Engng. Rec. 1900, Bd. 41, S. 34.

Verdichtung des Bodens nach Dulac und Ducloux. Untersuchung der Tragfähigkeit durch Fallproben. Engng. news 1900, II. S. 209.

Zementeinpressung bei der Gründung der Donaubrücke bei Ehingen. Deutsche Bauz. 1901, S. 455 u. 558.

Pinkemeyer, Sicherung von Gebäuden auf wandelbarem Gelände, insbesondere in Bergbaugegenden. Glückauf 1902, Jan., S. 17. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1902, S. 210.

Einflufs des Grundwasserstandes auf die Tragfähigkeit von Sandbettungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1903, S. 445.

Verfahren zum Messen der Tragfähigkeit von Baugrund, Rammpfählen und anderen Grundbaukörpern durch unmittelbare Gewichtsbelastung D. R. P. No. 140524 von H. Magens in Hamburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 564.

Paulsdorf, Gründung auf Moorboden. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 423.

Hepburn, Ein Unterwasser-Steinbohrer. Engng. news 1905, II. S. 201. — Engng. record 1905, II. S. 327.

2. Hölzerne Pfähle, Pfahl- und Spundwände
(zu § 4—6).

Gubitz, Über die Form der Spundpfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 95.
Köpcke, Die steuerfreie Niederlage zu Harburg, Anwendung von Pfahlringen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 291.
Anwendung von achteckigen Pfahlköpfen beim Bau der Morgue in Paris. Revue gén. de l'arch. 1864, Bd. 35 u. 36, S. 230.
Pfahlschuhe. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.
Bau der Thorner Weichselbrücke, Schmiege der Pfahlspitzen. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.
Spundmaschine bei den Kieler Hellingsbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 68.
Einflufs des Jungferns. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.
Zerstörungen an Pfählen bei Cherbourg durch den asselartigen Krebs *(Limnoria terebrans)*. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 341.
Aufpfropfen der Pfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1884, Bl. 71, S. 305.
Bekleidung der Pfähle mit Tonröhren. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 540.
Über die *Limnoria lignorum* und die Mittel zu ihrer Abwehr. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266; 1887, S. 78.
Die Widerstandsfähigkeit des Grünholzes gegen die Angriffe des Pfahlwurmes. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 204 u. 279; 1889, S. 319.
Garbe, Zweckmäfsigkeit der Pfahlwände gegenüber den Spundwänden. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 228.
Erfahrungen mit Spundbohlen aus Buchenholz. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472.
Anwendung von Jarrah-Holz für Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 207.
Spundwanddichtung mit Sägespänen beim Bau der Fischer-Brücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1892, S. 525.
Gufseiserne Pfahlschuhe mit Hartgufsspitzen. Engng. news 1894, II. S. 224.
Erfahrungen mit Spundbohlen aus Buchenholz in Holtenau. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 574.
Widerstandsfähigkeit der Rundpfähle gegen die Angriffe der Bohrwürmer. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 396 u. 397.
Anker-Erdpfahl von Armand Farkas, D. R.-P. No. 96596. Südd. Bauz. 1898; Anz. f. Holzindustr. No. 21.
Holzbohrwürmer der See. Engng. news 1898, Juli, S. 84.
Maschine zum Vorbohren von Löchern für Pfähle in lehmigem Boden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 47.
Tränken des Holzes mit Kreosot gegen die Angriffe des Bohrwurmes. Südd. Bauz 1899, No. 26 des Anz. f. d. Holzindustr.
Das Abdichten der Spundwände mit wasserdichter Leinewand. Mém. de la soc. des ing. civils 1900, Okt., S. 472.
Monier-Röhren als Schutz von Holzpfählen. Proceed. of the inst. of civ. engng. 1900, Bd. 4, S. 288. — Engng. news 1901, I. S. 103.
Herstellung der Spundpfähle bei den Hafenbauten in Stettin. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 571.
Aufstauchen von Holzpfählen, die mit zu grofser Kraft eingetrieben wurden. Engng. news 1902, II. S. 292.
Engels, Berechnung der Bohlwerke. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 273 u. 649.
F. Lang, Brauchbarkeit der Pfahlschuhe. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 278.
Deutsch, Zur Frage der Pfahlschuhe. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 388.
Anwendung von Pfählen aus Eucalyptus für Hafenbauten in Dover. Génie civil 1905, Bd. 46, S. 293.
Die Beurteilung der Güte des Holzes nach der Farbe. Anz. f. d. Holzindustr. No. 18, S. 2 und No. 19, S. 3, Beibl. d. Südd. Bauz. 1905.
Prüfung der Festigkeit des Holzes. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 298.
Ringförmige hölzerne Spundwand zur Gründung eines Wasserbehälters in Kinston, N. C. Engng. news 1905, I. S. 624.

3. Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände
(zu § 7).

Gufseiserne Kastenwände. The Arch. and Building Gazette 1851; Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 310.
Gufseiserne Spundpfähle von der neuen Westminster-Brücke in London. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 221.
Gufseiserne Rammpfähle und Platten bei Gründung der Viktoria-Docks. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 180.
Schraubenpfähle aus zusammengeschraubten Trommeln. Engng. 1870, I. S. 356. — Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 60 u. 61.

Schmiedeiserne massive Pfähle mit gufseisernen Schrauben. Deutsche Bauz. 1874, S. 196. — Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 127; 1877, S. 36. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 88.

H. Bücking, Fundierung einer Lokomotivdrehscheibe auf dem Bahnhof Bremen mittels eiserner Schraubenpfähle. Deutsche Bauz. 1878, S. 168.

Gründung des PromenadepierAldborough Suffolk auf Schraubenpfählen. Engineer 1878, Bd. 46, S. 182 u. 183.

Gufseiserne röhrenförmige Pfähle mit Schrauben. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 51 u. 162.

Gründung des eisernen Promenadepier Skigness auf Schraubenpfählen. Engineer 1880, Bd. 49, S. 42, 44, 61, 62 u. 72.

Neubauten der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 68.

Schraubenpfähle nach Patent Oppermann. Nouv. ann. de la constr. 1881, S. 17.

Fundierung auf eisernen Schraubenpfählen. Deutsche Bauz. 1882, S. 344. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 156.

Auf Schraubenpfählen gegründete eiserne Brücken der französischen Südbahn-Gesellschaft. Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 2.

Landungsbrücke am Delaware und im Mersey-Flufs. Ann. des ponts et chaussées 1884, Nov., S. 516. — Engng. 1883, II. S. 101, 104, 193 u. 234. — Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.

Walzeiserne Spundwand beim Bau eines Kohlenkippers in Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 581.

Wellblechspundwand nach A. Wilke. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 391.

Zur Verwendung von Schraubenpfählen bei Wasserbauten in Hameln. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 299.

Spundwände aus Profileisen von K. Oltrogge in Bremen. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 172.

Gründung der Festungsbrücke der Königsberg-Labiauer Eisenbahn auf gufseisernen Schraubenpfählen. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 45. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1893. S. 112.

Gründung auf Schraubenpfählen bei der Bèze-Brücke. Génie civil 1894, Bd. 24, S. 358.

Schraubenpfahl-Gründung der Landungsbrücke zu Blankenberghe in Belgien. Engineer 1895, I. S. 220. — Engng. news 1895, S. 360.

Spundwände aus gewalzten Profilen beim Bau der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 67.

Pfahlwände aus I-Eisen bei der Gründung der Rheinbrücke bei Bonn. Deutsche Bauz. 1897, S. 11.

Spundwand aus I-Eisen bei der Gründung der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 92. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1292.

Pfahlwände aus I-Eisen bei der Betongründung der Bonner Rheinbrücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 619 u. 620. — Deutsche Bauz. 1898, S. 658. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310.

Schraubenpfähle für die Pfeiler der Rollbrücke über den Dee zu Queensferry. Engng. news 1900, I. S. 47.

Gespundete Stahlröhren mit Zementfüllung zu Uferbefestigungen, D. R.-P. No. 99061 von W. Fitzner und Paul Janke in Laurahütte, O. S. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 56.

Eiserne Spundwände zur Gründung und zur Bildung von Fangdämmen. Engng. news 1901, I. S. 122.

Eiserne Spundwände zum Abschlufs der Baugrube des Krafthauses von der Union Electric Light & Power Co. in St. Louis. Engng. record 1903, Bd. 48, S. 498.

Eiserne Spundwände der H. Wittekind Interlocking Metal Piling Co. in Chicago. Iron age 1904, April, S. 5.

Stahlpfähle zur Herstellung der Fangdämme für die Loomis-Strafsenbrücke in Chicago. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 413.

Eiserne Spundwände für die Cuiver-Flufsbrücke. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 557.

Behrend'sche Eisenbohlen für Stahl-Spundwände, verwendet von der United States Piling Co. Engng. news 1904, II. S. 286.

Eiserne Spundwände. Zement u. Beton 1905, S. 76.

K. E. Hilgard, Neue Querschnittsformen für eiserne Spundwände. Schweiz. Bauz. 1905, I. S. 224. — Génie civil 1905, Bd. 47, S. 132. — Engng. record 1905, II. S. 79 u. 571. — Engineer 1905, II. S. 435. — Nouv. ann. de la constr. 1905, S. 174.

Grundbaurohre (Schraubpfähle mit seitlichen Stacheln) von H. Fliedner, D. R.-P. No. 120486. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 180.

Anwendung gufseiserner Hohlpfähle mit Schraubengängen. Engng. rec. 1906, I. S. 20.

4. Pfähle, Pfahl- und Spundwände aus Beton und Eisenbeton

(zu § 8).

Rammpfahl aus Beton mit Eiseneinlagen. D. R.-P. No. 106756/57 von F. Hennebique in Paris. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 404.

Rechtern, Eisenbeton-Spundbohlen und ihre Verwendung bei den Kaibauten in Kiautschau. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 617.

Pfahlrost in Betoneisenbau für das Gebäude der Holland-Amerika-Linie in Rotterdam. Deutsche Bauz. 1901, S. 412. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1901, S. 552.

Betoneisen-Pfahlrost vom Neubau des Amtsgerichtsgebäudes Wedding in Berlin. Deutsche Bauz. 1902, S. 582. — Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 560.

Gründung auf Betonpfählen zu Aurora (Ill.) beim Bau der neuen Carnegie-Bibliothek. Engng. news 1902, II. S. 495.

v. Emperger, Betoneisen-Pfähle. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 746.

Betonpfähle nach Hennebique. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 618.

Betonpfähle der Raymond Concrete Pile Co. in Chicago für sandigen Untergrund. Engng. news 1903, I. S. 275.

Eisenbeton-Spundbohlen bei den Kaibauten in Kiautschau. Bauing.-Zeitg. 1903, S. 1 u. 10.

Betonpfahl-Gründung des Halbenbeck-Gebäudes in New York. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 377.

H. Deimling, Eisenbetonpfahlwerk für die Gründung des Hauptbahnhofes zu Hamburg. Beton u. Eisen 1904, S. 65 u. 201.

Zement-Pfahl-Gründung im Missouri bei Omaha. Bauing.-Zeitg. 1904, S. 69.

Betonspundbohlen nach Rechtern, Vering und Döpking. Zement und Beton 1904, Beilage, S. 221.

Ausführung und Gebrauch von Betoneisenpfählen für Gründungszwecke. Engng. news 1904, I. S. 233.

Betoneisenpfähle für Grundbauten in New York. Génie civil 1904, Bd. 44, S. 172.

Eisenbetonpfähle in ihrer Anwendung zu Gründungsarbeiten in Amerika. Zement u. Beton 1904, S. 92. — Bauing.-Zeitg. 1904, S. 417. — Engng. record 1904, Bd. 49, S. 596.

Sewell, Betonpfähle bei der Gründung der Washington-Baracken. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 360 u. 463.

Eisenbetonbohlen von Tilk & Schwarz in Lahr in Baden. Deutsche Bauz. 1904, S. 171.

Ein Bohlwerk mit Spundbohlen aus Eisenbeton. Zement u. Beton 1904, S. 143.

Auf Holzpfähle aufgepfropfte Eisenbetonpfähle nach der Ausführungsweise von Th. Möbus in Berlin. Mitt. über Zement, Beton u. Eisenbetonbau No. 8, S. 32, Beibl. der Deutschen Bauz. 1904.

Gründung mit Fallbohrer und Fallstämpfeln und damit hergestellten Betonpfählen beim Bahnhofbau in Plochingen. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 495. — Mitteil. über Zement, Beton u. Eisenbetonbau No. 11, S. 44, Beiblatt der Deutschen Bauz. 1904. — Südd. Bauz. 1904, S. 405.

Betonpfahlgründung des U. S. Express Co. Bahnhofsgebäudes in New York. Engng. news 1904, II. S. 348. — Engng. record 1904, Bd. 50, S. 431.

Eine schwierige Betonpfahlgründung. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 450.

Eine neue Art von Beton-Eisenpfählen zur Gründung des Dittmau-Factory-Gebäudes in Cincinnati. Engng. record 1904, Bd. 5, S. 494.

Beton-Pfahl-Gründung für ein Krafthaus zu Dubuque. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 509.

Mit Beton gefüllte eiserne Pfähle zur Gründung der Landungsbrücke in Lome (Togoschutzgebiet). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 1808. — Génie civil 1905, Bd. 77, S. 177. — Engineer 1905, II. S. 524. Engng. rec. 1905, Bd. 52, S. 240.

Eisenbeton-Pfahlspitze von E. Züblin, D. R.-P. No. 157170. Beton u. Eisen 1905, S. 98. — Deutsche Bauz. 1905, Beilage No. 12, S. 45.

Harper, Anwendung von Betonpfählen zur Gründung der United States Naval Academy; Engng. record 1905, Bd. 51, S. 277.

Anwendung von Röhren mit Alligatorrachen-Spitzen zur Herstellung von Betonpfählen für die Gründung eines Lagerhauses der Pittsburg-Terminal-Warehouse & Transfer Co. bei Pittsburg. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 389.

Die Ausführungsweise von Dulac zur Herstellung von Betonpfählen. Beton u. Eisen 1905, S. 12.

Pfähle aus Beton für Gründungszwecke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 452.

Hohle Pfahlröhren mit Betonfüllung und Treibstange oder Spülrohr von der Raymond Concrete Pile Co., D. R.-P. No. 155847, Kl. 84c. — Beton u. Eisen 1905, S. 98, 110 u. 139.

Rammpfähle zur Herstellung von Stampfbetonpfählen mit bleibender Metallumhüllung von der Raymond Concrete Pile Co. Zement u. Beton 1905, S. 62.

Mast, Anwendung neuer Gründungsverfahren. Deutsche Bauz. 1905, S. 303.

Kayser, Rammpfähle aus Beton und Eisen mit Spülvorrichtung. Beilage 35 zu No. 71 der Deutschen Bauz. 1905.

Gerippte Eisenbetonpfähle von Frank B. Gilbreth. Engng. rec. 1905, II. S. 548. — Engng. news 1905, II. S. 594. — Zement und Beton 1905, S. 346.

Hilgard, Über neuere Fundierungsmethoden mit Betonpfählen. Schweiz. Bauz. 1906, I. S. 22, 94, 108 u. 134.

Anwendung von Eisenbetonpfählen und Spundwänden für Gründungszwecke. Engineer 1906, I. S. 56 u. 79.

5. Rammen, Eintreiben und Einschrauben der Pfähle
(zu § 9—12).

Sonne, Zugrammen beim Bau der Fuldabrücke bei Kragenhof. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 163.
Kunstrammenwirkung auf die Pfähle beim Bau des Neisse-Viaduktes zu Görlitz. Zeitschr. f. Bauw. 1855, S. 318.
Lahmeyer, Über Zugrammen. Ziviling. 1857, Bd. III, S. 126.
Kunstramme primitiver Art. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 437.
Schwartzkopf'sche Ramme. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860, S. 110 u. 224.
Dampfkunstramme von Scott u. Robertson. Dinglers polyt. Journal 1860, I. S. 243.
Köpcke, Rammen beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 292.
Dampframme von Riggenbach. Verhandl. d. Ver. z. Beförd. des Gewerbefleifses 1865, S. 138.
Bewegliche Bockgerüste zum Rammen beim Bau der Hohnstorfer Trajektanstalt. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 95.
Ramme von Sissons & White. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 418.
Die Riedinger'sche Pulverramme. Deutsche Bauz. 1868, S. 433.
Fränkel, Rammen beim Bau des Eger-Viaduktes. Deutsche Bauz. 1869, S. 631.
Alpine, Vergleichende Übersicht der Kosten des Einrammens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 426.
Einschrauben der Pfähle. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.
Transmissions-Dampframmen von Reden. Uhland's prakt. Maschinenkonstr. 1873, S. 115.
Hübbe, Einspülen von Pfählen. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.
Absperrung der Bai von Mobile durch Pfähle, die mit der Dampfspritze eingetrieben wurden. Deutsche Bauz. 1874, S. 261.
Eintreiben von Pfählen mittels Austreten von Druckwasser an der Spitze derselben. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 310.
Verwendung des Erdbohrers zur Erleichterung des Eintreibens hölzerner Pfähle. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 382. — Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 109.
Chrétien'sche Ramme. Mém. des travaux de la societé des ing. civ. 1875. — Dingler's polyt. Journ. 1869, II. S. 347.
Dampframme von Lewicky. Dingler's polyt. Journ. 1875, Bd. 217, S. 366. — Civiling. 1875, S. 21.
Pulverramme von Shaw, vervollkommnet durch Riedinger. Deutsche Bauz. 1875, S. 433.
Franzius, Leistung verschiedener Dampframmen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 62.
Leistung und Kosten der Dampframmen nach dem System J. Chrétien beim Bau der Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 38.
Einspülen von Spundbohlen und Futterröhren (nach Wendland). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 371.
Dampfkunstramme von Schramm. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.
Dampfkunstramme von Graul. Ziviling. 1878, S. 547.
Einschrauben der Pfähle. Deutsche Bauz. 1878, S. 532. — Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 545. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, Heft 13.
Tieframmen für Spundwände bei der Kanalisation von Berlin. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 3.
Wieck, Einsenken hölzerner Brückenpfähle mittels Wasserspülung. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 45.
Einspülen von Pfählen. Deutsche Bauz. 1879, S. 468; 1880, S. 605.
Hohle Pfähle durch einen in ihrem Innern geführten Rammbär eingetrieben (nach Legrand & Sutcliff). Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 72.
Rammarbeiten bei der Wimmebrücke bei Borgfeld. Deutsche Bauz. 1882, S. 612.
Einspülen von Pfählen bei der Gründung des Gerichtsgebäudes in Braunschweig. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.
Einspülen von Pfählen und Spundwänden. Deutsche Bauz. 1882, S. 225 u. 612. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 212.
Eintreiben der Spundbohlen beim Hafenbau in Calais. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 7.
Dynamitramme von v. Prodanowic. Mitt. d. k. k. tech. u. administrat. Militär-Comité in Wien 1883, Heft 7. — Dingler's polyt. Journ. 1883, Bd. 247, S. 44. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 171.

Einspülen von Pfählen beim Umbau der Langen Brücke in Potsdam. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 413.

Verwendung der Dampframme bei der Berliner Kanalisation in bebauten Strafsen. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 196.

Unmittelbar wirkende Dampframme von Lacour. Deutsche Bauz. 1887, S. 405.

Vorrichtung zum Einrammen von Wellblechen. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 404. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 102.

Die Leistung der von Menck & Hambrock verbesserten Figée'schen Dampframme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 435.

Über das Rammen von Buchenholz-Spundwänden in steinigem Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472.

Einspülen der Pfähle. Deutsche Bauz. 1889, S. 222.

Die Figée'sche Kunstramme. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 344.

Eintreiben eiserner Röhren durch Einführen von Dampf. Ann. des travaux publics 1891, S. 79.

Ausnutzung elektrischer Kraft zum Betriebe einer Ramme. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.

Dampframme zum Rammen von drei Pfahlreihen. Engineer 1891, I. S. 363.

Einrammen hölzerner Pfähle. Engng. news 1893, I. S. 14.

Drehvorrichtung zur Pfahlsenkung mit Wasserspülung. Génie civil 1896, Bd. 29, S. 72.

Mitteilungen über Erfahrungen mit der Figée'schen Dampframme. Deutsche Bauz. 1899, S. 199.

Anwendung elektrisch betriebener Rammen beim Bau der neuen Donaubrücke zu Budapest. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 110.

Eintreiben von Pfählen durch Wasserspülung zu Blackpool. Engng. 1899, I. S. 674.

Druckwasser-Bohrmaschine zum Eintreiben von Pfählen von J. C. Culnane in Fairport (Ontario). Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 268.

Eintreiben eiserner Pfähle mittels Druckwasser beim Bau der Atchafalaya-Brücke. Génie civil 1899, S. 299.

Maschine zum Vorbohren von Löchern für Pfähle. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 47. — Engng. news 1899, I. S. 20.

Eisenbahn-Pfahl-Rammmaschinen. Engng. news 1899, II. S. 314.

Einrammen von Pfählen unter Wasserspülung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenb.-Verw. 1899, S. 800.

Fahrbare und zusammenlegbare Pfahlrammmaschine. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 154. — Génie civil 1900, Bd. 36, S. 200.

Kunstramme mit Holzgerüst. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 244.

Einschrauben von Pfählen mittels Wasserdruck. Proc. of the inst. of civ. eng. 1900, Bd. 139, S. 302. — Engng. news 1900, II. S. 90.

Elektrisch angetriebene Pfahlramme. Engineer 1902, II. S. 261.

Dampframme von Joh. Grapengeter in Hamburg, D. R.-P. No. 131409. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 524.

Ramme zum Einrammen von Pfählen unter Wasser mit im Trockenen (innerhalb einer aufgesetzten Röhre) schlagendem Rammbär, D. R.-P. No. 122542 von Th. Möbus in Berlin. Deutsche Bauz. 1903, S. 594.

Rammvorrichtung von Löbnitz & Cie. zum Bohren und Aufbrechen von Gestein unter Wasser. Engng. 1903, I. S. 42.

Maschine zum Einschrauben der Eisenpfähle für die Unterstützung des Tunnels unter dem North-River und East-River bei New York. Iron age 1903, Nov. No. 1. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 144.

Ramme für geneigt einzurammende Pfähle von der Indianopolis Northern Co. Génie civil 1904, Bd. 44, S. 173.

Fahrbare Dampframme. Prakt. Masch.-Konstr. 1904, 24. Nov. — Génie civil 1904, Bd. 46, S. 108.

Fahrbare Dampframmen für Eisenbahnzwecke mit festem oder drehbarem Rammgerüst und festen oder niederlegbaren Auslegern zum Einrammen hölzerner Pfähle. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 358.

Auslegerkrane und Spundpfahl-Rammen für Gründungszwecke. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 254.

Druckluftramme zum Einrammen der Spundwände bei der Gründung des Hotel Albert in New York. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 293.

Die Lidgerwood-Dampframme. Bauing.-Ztg. 1905, S. 266.

Ramme zum Eintreiben von Stahlspundwänden. Engng. record 1905, II. S. 473.

Betonpfahl-Kranramme von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg. Beton und Eisen 1906, S. 20.

6. Tragfähigkeit eingerammter Pfähle

(zu § 13).

Die Belastung der Pfähle an der Theifsbrücke zu Szegedin. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 656. — Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 341.

Über die Tragfähigkeit hölzerner und eiserner Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 420. — Journ. of the Franklin inst. 1868.

Belastung der Rostpfähle bei der neuen Elbbrücke bei Pirna. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.
J. Wex, Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.
Tragkraft eines eingerammten Pfahles nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 48.
Brennecke, Versuche über den Widerstand von Schraubenpfählen im Boden. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 450.
O. Ossent, Formeln über Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauz. 1892, S. 110 u. 112.
Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Transact. of the amer. soc. of civ. eng. 1892, Aug., S. 99 u. 129.
Tragfähigkeit hölzerner Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 369. 478; 1894, S. 162. — Engng. news 1893, I. S. 171; 1893, II. S. 3; 1894, I. S. 544.
Formeln über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Engng. news 1894, I. S. 283 u. 348.
Tragfähigkeit eingerammter Pfähle nach Versuchen beim Bau der öffentlichen Bibliothek zu Chicago. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 69.
F. Kreuter, Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145 u. 190; 1897, S. 46.
Bubendey, Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533 u. 545; 1897, S. 160.
Fülscher, Vergleiche von Probebelastungen der Pfähle mit der nach den theoretischen Formeln berechneten Tragfähigkeit beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526.
Pfahlbelastungsprobe beim Bau des Newquay im Royal Victoria-Dock zu London. Engng. 1899, II. S. 826.
Haswell, Pfahl-Rammformeln. Proc. of the amer. soc. of civ. eng. 1899, Mai, S. 280.
Rammformeln, ihr Bau und die Sicherheitsziffern. Proc. of the amer. soc. of civil eng. 1899, Sept., S. 539—548.
Welsh, Beobachtungen an Rammpfählen bei Anwendung einer Dampframme. Journ. of the eng. soc. 1904, Sept. S. 193.
Geifs, Tragfähigkeit von Pfählen in nachgiebigem Baugrunde. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 162.

7. Abschneiden und Ausziehen von Pfählen, Beseitigung von Hindernissen, Sprengarbeiten (zu § 14 u. 15).

Anwendung von Segmentsägen in Holland. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1857, S. 219.
Wieck, Das Taucherschiff. Gewerbezeitg. 1857.
Felssprengungen im Rhein. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 307; 1867, S. 117; 1868, S. 395.
Tauchervorrichtungen von Rouquayrol und Denayrouze. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 279.
Felssprengungen vor dem Hafen von Boston. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 441.
Bauer, Neuere Tauchervorrichtungen. Deutsche Bauz. 1868, S. 401; 1869, S. 23 u. 277.
Zange zum Heben von Steinen. Engng. 1869, I. S. 50.
Sprengungen von festem Ton mit eingebetteten Kieselsteinen. Deutsche Bauz. 1871, S. 160.
Beseitigung von Pfählen durch Sprengmittel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 558. — Journ. of the Franklin inst. 1871, S. 75.
Dynamitsprengungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 633.
W. Lorentz, Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 89.
Morell, Tauchervorrichtungen. Die Eisenbahn 1875, I. S. 49, Bd. II.
Sägearbeiten an den Pfählen zu den Hellingsbauten in Kiel (Franzius). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 69.
Felssprengungen im Hellgate bei New York. Deutsche Bauz. 1876, S. 202, 440, 492; 1877, S. 190.
Vorrichtung von Paolo Sioli zum Ausziehen von Pfahlstumpfen unter Wasser im Hafen von St. Francisco. Deutsche Bauz. 1877, S. 345.
Die Sprengtechnik auf der Pariser Weltausstellung. Der prakt. Maschinenkonstr. 1878, S. 416.
Anschneiden von Zapfen unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver zu Hannover 1880, S. 378.
Über Rollen geführte Bandsägen in Frankreich. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 238.
Über die Leistung einer Kreissäge mit Lokomobilbetrieb und deren Kosten. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 369 u. 467; 1882, S. 326.
Grundsäge bei den Grundbauten der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 254.
Beseitigung von Hindernissen in der Baugrube. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 263.
Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.
Pendelsäge beim Bau der Strafsenbrücke über die Norderelbe. Deutsche Bauz. 1884, S. 526.

Amerikanische Kreissäge. Baugewerkszeitg. 1884, S. 127.

Abschneiden von Pfählen unter Wasser. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 511. — Engng. news 1887, S. 219.

L. Brennecke, Gründung mittels Dynamit. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 498 u. 506. — Nouv ann. de la constr. 1887, S. 104.

Kreisgrundsäge. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 264.

Abschneiden von Pfählen. Daselbst 1888, S. 75.

Beseitigung von Hindernissen mittels Dynamit. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.

Vorrichtungen zum Pfahlausziehen beim Hafenbau zu Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, Bl. 10, Fig. 9.

Ausziehen der Pfähle mittels Spülung. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 367. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 689.

Grundkreissäge von E. Meyer, D. R.-P., Kl. 38, No. 74898. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1055. — Baugewerkszeitg. 1894, S. 951.

Über einen neuen Sprengstoff als Ersatz für Sprengpulver. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 195. — Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 113.

Absägen von Pfählen unter Wasser. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 487.

8. Bagger, Hebervorrichtungen und Pumpen

(zu § 16).

Anwendung der indischen Schaufel. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 564.

Baggerungen am Suez-Kanal. Mém. et compte rendu des travaux de la soc. des ing. civ. 1866.

Baggervorrichtung von Millroy. Deutsche Bauz. 1868, S. 470. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 579.

Centrifugalbagger von Gwynne. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 580. — Engng. 1869, II. S. 104.

Baggerungen am Suez-Kanal. Deutsche Bauz. 1870, S. 330.

Sandpumpen. Deutsche Bauz. 1871, S. 110. — The Builder 1869, S. 231.

Baggerungen beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 397.

Kubale, Die Leslie'sche Heberfundierung. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

Sack-Drehbagger. Deutsche Bauz. 1874, S. 243.

Robertson's Grabevorrichtung. Deutsche Bauz. 1875, S. 31.

Die indische Schaufel beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35 u. 197.

Exkavator von Bruce & Batho. Revue ind. 1876, S. 109.

Sandpumpe von Reeve. Engineer 1887, II. S. 99 u. 312.

Sackbagger beim Bau der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 560.

Vertikaldampfbagger auf festem Gerüst beim Bau der Ruhrbrücke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 575.

Leistungen und Kosten von Dampfbaggern. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 489.

Strahlpumpen. Riga'sche Industriezeitg. 1878, S. 237.

Über Baggerungen u. s. w. Sandkreiselpumpen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 59, 66 u. 75.

Kranbagger mit Greifern. Ann. des ponts et chaussées 1880, I. S. 161.

Eimerkettenbagger. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 113 u. 159.

Abänderung der Leslie'schen Heberfundierung von Bassel. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 240.

Baggerungen für die Kunstbauten auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 u. 441; 1882, S. 243. — Allgem. Bauz. 1881, S. 68.

Kranbagger von Bünger & Leyrer. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434, 473; 1884, S. 5.

Der Priestmann'sche Kranbagger. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434; 1884, S. 5.

Wild's Baggerapparat. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 190.

Prefsluftbagger von Jaudin. Deutsche Bauz. 1887, S. 78. — Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195.

Bagger von Price. Engineer 1890, Nov., S. 433.

Grafton's Drehschaufelbagger. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 156.

Baggerleistungen beim neuen Wasserwege nach Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 376.

Sandpumpe von Schmidthauer. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1335. — Rev. techn. 1895, S. 282.

Greifbagger für die Gründungsarbeiten beim Bau des Wellenbrechers zu Buffalo. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 262.

Stielbagger im Einschnitt bei Riesenbeck (Dortmund-Ems-Kanal). Deutsche Bauz. 1898, S. 457.

Bagger für die Gründungsarbeiten eines Wellenbrechers zu Buffalo. Engng. news 1899, Febr. S. 66.

Elliot, Baggergefäfs für die Gründungsarbeiten im Hafen von Keyham. Engng. 1899, II. S. 127. — Engineer 1899, II. S. 127.

Neue Maschinen zum Ausschachten und Baggern. Engng. Magaz. 1903, März, S. 841.

9. Mörtel und Beton
(zu § 17).

Mörtelmühle beim Bau der Schleuse des Berlin-Spandauer Schiffahrtskanales. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 192.

Mörtelmühle beim Bau der Fuldabrücke zu Kragenhof. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 190.

Mischtrog für Mörtelbereitung. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 43.

Mörtelmaschine beim Bau der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592.

Löhmann, Der rheinische Trafs, seine Gewinnung und seine Fundstätten. Deutsche Bauz. 1878, S. 273.

Kollergänge. Engng. 1876, S. 79. — Iron 1879, S. 328.

Einiges über Mörtelmaschinen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 299.

Quetschwerke von Baxter & Cie. in Leeds. Dingler's polyt. Journ. 1881, S. 147. — Stahl u. Eisen 1883, S. 372.

Versuche über Portlandzement. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 41; 1869, S. 271. — Deutsche Bauz. 1870, S. 140; 1875, S. 203, 334 u. 437; 1876, S. 114 u. 505; 1877, S. 181; 1882, S. 434. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 588. — Ann. des ponts et chaussées 1881, II. S. 393; 1882, I. S. 482; 1882, II. S. 150; 1884, I. S. 592; 1887, II. S. 464.

Die Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 309.

Über einen Versuch, das Binden des Zementmörtels zu verlangsamen. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 8.

Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romanzementen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 539. — Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 313; 1890, II. S. 277.

Anwendung von Trafsbeton. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 348.

Zur Herstellung von Schlackenzement. Stahl u. Eisen 1890, S. 523 u. 625.

Die hydraulischen Bindemittel Norddeutschlands. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 509.

Über Mörtelbereitung im Kollergange. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 237; 1893, S. 76.

Geräte und Verfahren für die Prüfung von Portlandzement in der königl. mech.-techn. Versuchsanstalt. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 455.

Aus der Versammlung der Zementfabrikanten. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 110.

Trafsprüfung. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 179.

Nádory Nándor, Das Verhältnis der hydraulischen Bindemittel zum Meerwasser. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 504 u. 519.

Bauwissenschaftliche Versuche der preufsischen Staatsbauverwaltung im Jahre 1897. Mörtel und Zement. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 565.

Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Zementprüfung an verschiedenen Orten. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 227, 292, 575 u. 610.

Über Silico-Portlandzement. Revue techn. 1898, S. 25.

Zusammensetzung hydraulischer Mörtel. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 196.

Die neue Anlage der Broson-Portlandzement-Gesellschaft in Broson, Mich. Engng. record 1898, April, S. 470.

M. Gary, Beschreibung und Prüfung der Hammerapparate, Bauart Böhme. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin 1898, S. 93.

M. Gary, Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Zementprüfung an verschiedenen Orten. Daselbst 1898, S. 1.

M. Gary, Normalsande. Daselbst 1898, S. 121.

Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen unter Zugrundelegung der Festigkeit, Dichtigkeit und der Kosten des Mörtels. Südd. Bauz. 1899, S. 246.

Jos. Schustler, Zement- und Betonproben. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 589.

Lang, Luftdurchlässigkeit von Zementmörtel und Beton. Schweiz. Bauz. 1899, II. S. 10.

Volumenverminderung der Portlandzementmörtel mit Metalleinlage. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1899, Bd. 45, S. 216.

Schwingendes Sandsieb. Engng. news 1900, II. S. 169.

Das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 451. — Nouv. ann. de la constr. 1900, S. 159 u. 175.

Einflufs der Eiseneinlagen auf die Eigenschaften des Zementmörtels und des Betons. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 83.

Prüfung der Druckfestigkeit von Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 226.

A. Martens, Über den Sicherheitsgrad und die Beurteilung der Festigkeitsversuche nach den Normen für Zementprüfung. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin 1900, S. 91.

A. Martens, Prüfung der Druckfestigkeit von Beton. Daselbst 1900, S. 102.

M. Gary, Veränderungen von Zementen in Bezug auf Abbindezeit. Daselbst 1900, S. 160.

M. Gary, Mangelhafter Beton. Daselbst 1900, S. 233.

H. Burchartz, Über den Einflufs von Si-Stoff-Zusatz auf das Abbinden von Portlandzement. Daselbst 1900, S. 143.

H. Burchartz, Trafs und Trafsmörtel. Daselbst 1900, S. 203.

M. Gary, Wie prüft man Beton? Tonindustriezeitg. 1900, S. 421.

Marschall, Leach u. Cosby, Zementprüfung. Engng. record 1901, Sept., S. 248 u. 274.

M. Gary, Die Prüfung von Trafs. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin 1901, S. 8.

H. Burchartz, Druckfestigkeit von Beton. Daselbst 1901, S. 33.

M. Gary, Anfertigung von Betonprobekörpern auf dem Bauplatz. Daselbst 1901, S. 124.

M. Gary, Der gegenwärtige Stand der Zementprüfung in Deutschland. Daselbst 1901, S. 189.

M. Gary, Zerreifsvorrichtung für Mörtelproben. Daselbst 1901, S. 214.

Frostschutzmittel für Mörtel. Le Ciment 1901, S. 131. — Tonindustriezeitg. 1901, S. 1883. — Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 124.

H. Burchartz, Hydraulische Kalke. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin 1902, S. 255.

Zementprüfung beim Bau des Wellenbrechers zu Buffalo. Engng. news 1902, II. S. 182.

Mörtelmischer für die Normenprüfung. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 335.

Th. Pierus, Die Herstellung und Prüfung von Portlandzement. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 657.

Prüfung von Portlandzement nach den Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 113. — Deutsche Bauz. 1902, S. 590.

M. Gary, Der deutsche Normalsand. Mitteil. a. d. königl. techn. Versuchsanst. zu Berlin 1903, S. 2.

M. Gary, Zur Frage der Prüfung plastischer Mörtel. Daselbst 1903, S. 81.

M. Gary, Hochofenschlacke und Portlandzement. Daselbst 1903, S. 159.

M. Gary, Versuche zur Ermittelung eines möglichst dichten Sandes aus Freienwalder Rohsand. Daselbst 1903, S. 171.

M. Gary, Normalkalk. Daselbst 1903, S. 188.

H. Burchartz, Druckfestigkeit von Beton und Einflufs der Körper-Würfelgröfse auf die Erhärtung, bezw. Festigkeit von Zementmörtel und Beton. Daselbst 1903, S. 111.

H. Burchartz, Ein neues Verfahren zur Ermittelung der Zugfestigkeit von Portlandzement. Daselbst 1903, S. 196.

H. Burchartz, Die Ermüdung von Zementproben. Daselbst 1903, S. 197.

H. Burchartz, Über den Einflufs der Dauer der auf die Wasserlagerung folgenden Luftlagerung von Zementproben auf ihre Festigkeit. Daselbst 1903, S. 198.

Calcidum als Frostschutzmittel für Mörtel. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 152.

Herstellung von Zement aus Mergel und Klaiboden. Engng. news 1903, I. S. 492.

Hydraulische Kalke. Südd. Technikerzeitg. 1903, No. 44 u. 45, S. 809.

Passow, Portlandzement und Hochofenschlacke. Stahl u. Eisen 1903, S. 878.

A. Morel, Herstellung von künstlichem Portlandzement. Génie civil 1903, Bd. 44, S. 56, 68 u. 88.

Mörtel-Misch- und Förderwagen, D. R.-P. No. 143403, Kl. 80. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 32.

Gebrauch der tonigen Sande zur Bereitung von Beton. Génie civil 1904, Bd. 45, S. 115.

H. Burchartz, Die Prüfung von Portlandzement nach den argentinischen Normen für Lieferung und Abnahme von Portlandzement. Mitteil. a. d. königl. Materialprüfungsamt zu Grofs-Lichterfelde-West 1904, S. 182.

H. Burchartz, Der Einflufs von Si-Stoff-Zusatz auf die Verbesserungsfähigkeit von Portlandzement im Vergleich zu Trafsmehl und Infusorienerde. Daselbst 1904, S. 220.

M. Gary, Neue Abbindeversuche mit Portlandzement. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 9, S. 35, Beiblatt der Deutschen Bauz. 1905, v. 3. Mai.

Die Britischen Normen für die einheitliche Prüfung von Portlandzement. Beton u. Eisen 1905, S. 88 u. 119. — Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 10, S. 40, Beibl. d. Deutschen Bauz. 1905. — Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 321.

Trafs u. Puzzolanerde. Revue techn. 1905, S. 209.

Mattern, Beitrag zur Beurteilung der Mörtelfestigkeit in den Bauwerken. Beton u. Eisen 1905, S. 67. — Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 65.

Howard, Zementprüfung beim Bau des Watertown-Arsenals. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 521.

Wasserabmessung bei Betonmischarbeit. Zement u. Beton 1905, S. 175.

Begriffserklärung für Portlandzement. Deutsche Bauz. 1904, S. 24.

Winke für den Einkauf von Portlandzement. Zement u. Beton 1904, S. 69.
Ramisch, Kritische Besprechung der Bestimmungen des preufsischen Ministers vom 16. April 1904 für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton. Beton u. Eisen 1905, S. 180.
A. Röfsler, Die Würfel- und Pfeilerfestigkeit. Beton u. Eisen 1905, S. 198 u. 224.
Verschiedene Versuche von Howard mit Portlandzement. Génie civil 1905, Bd. 47, S. 203.
Eisenportlandzement. Bauing.-Zeitg. 1905, S. 247.
Beitrag zum Studium der Festigkeitseigenschaften von Beton mit Eiseneinlagen. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 389.
Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen. Mitteil. u. s. w. S. 64, Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905.
Woolson, Ausführung von Betonproben auf Zug und Druck im Laboratorium der Columbia-Universität. Engng. news 1905, I. S. 561.
H. B. Kirwen u. W. H. Finley, Die Wasserdichtigkeit von Betonbausteinen und Betonbauwerken. Beton u. Eisen 1905, S. 199.
Das Abbinden des Portlandzementes. Engng. 1905, I. S. 450.
Amerikanische Normen für die Untersuchung von Beton und Eisenbeton. Zement u. Beton 1905, S. 285.
Die Haftfestigkeit von Eisen in Beton. Zement u. Beton 1905, S. 257.
A. E. Toepffer, Was ist Portlandzement? Beton u. Eisen 1905, S. 238.
Die Zerstörung von Zementmörtel und Zementbeton durch Fett und Öl. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 440.
Bewährte Form für die Vicat-Nadel-Vorrichtung. Engng. news 1905, II. S. 174.
F. C. Lendorff, Schnellbindender Zementmörtel. Bauing.-Zeitg. 1905, S. 434.
Calcidum als Frostschutzmittel. Deutsche Bauz. 1905, Beilage No. 50, S. 198.

10. Beton-Herstellung und Versenkung

(zu § 18).

Caisse à couler le beton. Nouv. ann. de la constr. 1855, S. 37.
Mischtrommel beim Bau der Theifsbrücke in Szegedin. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 664.
Klappkasten beim Bau der Linkstrafsen-Brücke in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 303.
Betontrommel beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Deutsche Bauz. 1870, S. 273. — Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407.
Mischtrommel für Beton von Reitheimer. Scientific amer. 1873, I. S. 99.
Vermeidung von Schlammbildung beim Betonieren unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 507.
Mischtrommel bei den Hellingsbauten in Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 59.
Betonkasten und -Wagen vom Bau der Coblenzer Rheinbrücke. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 97.
Pneumatischer Betontrichter von Zschokke. Tijdskrift van het koningl. Inst. van Ing. 1881/82.
Klappkasten beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.
Betonversenkung mit Säcken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152; 1881, S. 17. — Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 19.
Betontrichter von Jaudin. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195.
Betonstampfmaschine von Vering. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.
Anwendung von geteerter Leinwand zum Abdecken der Betonkasten. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 5.
Mischtrommel zur Bearbeitung von Zementmörtel und Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547.
Mischtrommel zur Herstellung von Zementbeton. D. R.-G.-M. No. 21257. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1536.
Das Betonieren unter Wasser mittels Trichter. Deutsche Bauz. 1895, S. 287.
Betonmischung beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 436.
Betontrichterwagen, Mörtel- und Betonwerke. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 578 u. 581.
Kasten zur Versenkung von Beton. Engng. record 1898, April, S. 454; Juli, S. 116.
Betonmischtrommel von Taylor. Engng. 1899, Juli, S. 127.
Betonmischtrommel vom Keyham Dock. Engineer 1899, II. S. 127.
Selbsttätig sich öffnender Betonkasten von John F. O'Rourke für Betongründung unter Wasser. Engng. record 1890, Bd. 40, S. 621.
Neue Beton-Mischmaschinen. Engng. news 1899, II. S. 424; 1900, II. S. 112.
Betonwagen mit Bodenklappen für die Gründung des Maschinenhauses der Manhattan-Eisenbahn. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 229.

Fahrbarer Betonmischer. Engng. news 1900, II. S. 162: 1901, I. S. 149.
Einrichtung zur ununterbrochenen Förderung von Beton in unter Druckluft stehende Räume, D. R.-P. No. 124685 von Franz Hafslacher in Frankfurt a. M. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 108.
Elektrisch betriebener Betonmischer. Engng. record 1903, Bd. 48, S. 818.
Beton-Misch- und Beförderungswagen für den Wellenbrecher zu Galveston. Engng. news 1903, I. S. 55.
Beton-Mischmaschine. Engng. news 1903, I. S. 483.
Vorrichtung zum Mischen von Zement, Mörtel, Beton und ähnlichen Stoffen, D. R.-P. No. 107361, Kl. 80. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 520.
Beton-Mischvorrichtung mit selbsttätiger Mefsvorrichtung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1904, S. 503.
Ortloff, Versenkgerüst und Versenken der Betonierungskasten zum Bau der Kaimauer im Hafen von Swakopmund. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 679.
Einheitliche Vorschriften für die Ausführung und Prüfung von Stampf-Beton-Bauten. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. S. 59, Beibl. zur Deutschen Bauz. 1904.
Vorschriften für Eisenbeton in Deutschland. Beton u. Eisen 1904, S. 301.
Betonmischer. Engng. news 1904, I. S. 527.
Beton-Mischmaschinen, Bauart Ratzinger & Weidenkaff. Bauing.-Zeitg. 1905, S. 8.
Beton-Mischmaschinen in England. Beton u. Eisen 1905, S. 130.
Verfahren zur Herstellung von Wasserdichtigkeit im Beton. Beton u. Eisen 1905, S. 59.
Vorsichtsmafsregeln bei Anwendung von Beton bei Frostwetter, Verfahren von Ransome & Smith Co. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 249.
Versetzbarer Betonmischer von Owens in Ashford, Middlessex. Engineer 1905, I. S. 122.
H. Horner, Die Betonmischmaschinen in England. Beton u. Eisen 1905, S. 161.
Trump, Betonmischmaschine. Engng. news 1905, I. S. 620. — Engng. 1905, II. S. 393.
Neue Betonmischmaschinen. Zement u. Beton 1905, S. 250 u. 264.
Schutzvorrichtungen für das Betonieren bei Frostwetter. Bauing.-Zeitg. 1905, S. 152.
Betonbereitung mit Maschinen. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. S. 58, 61 u. 69, Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905.
Betonmischer, verbunden mit einer Mefsvorrichtung für seine Bestandteile. Engng. news 1805, I. S. 622.
Betonmischmaschinen von Ransome u. Smith. Zement u. Beton 1905, S. 296.

11. Fangdämme, Herstellung und Trockenlegung der Baugrube

(zu § 19—21).

Fangdamm aus gemauerten Brunnen für die Trockendocks zu Lorient. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 217.
Fangdämme für den Bau der St. Lorenz-Brücke zu Montreal. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 546.
Betonfangdämme. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 605; 1866, S. 49.
Fangdämme. Cofferdam used in the execution of the Thames Embankment. Engng. 1870, II. S. 347.
Mack, Baugrubenzimmerung. Deutsche Bauz. 1871, S. 227.
Fangdamm von kreisrunder Form beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 416.
Erddämme bei der Moselkanalisierung. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 166.
Fangdämme beim Bau der Duerobrücke bei Regoa. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 461.
Schirmwand beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 42.
Betonfangdämme bei den Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 63.
Fangdämme beim Bau der Elbbrücke in der Leipzig-Dresdener Eisenbahnlinie. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.
Fangdämme beim Bau der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 573.
Fangdämme aus hohlen Eisenzylindern beim Bau des Londoner Thames Embankment Exept Min. of Proceed. of the inst. of civ. eng. in Sess. 1877/1878.
Fangdämme beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 32.
Fandämme auf Böcken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 132.
Anlage eines Fangdammes in Schweden. Deutsche Bauz. 1880, S. 280.
Senkrüstungen beim Bau der zweiten Rheinbrücke in Coblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 94.
Vorrichtung zum Zerstören von Betonfangdämmen. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 294.
Beweglicher Fangdamm für Arbeiten im Schuylkillflufs. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 446.
Brennecke, Über die Gröfse des Wasserdrucks im Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 87. — Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 102.
G. Haupt, Schraubensteifen, Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153.

E. Cramer, Betonfangdamm vom Bau der Schleuse zu Breslau. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 104.
Gefahren bei Gründung im Triebsand durch starkes Auspumpen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 40. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 689.
Anwendung von geteertem Segeltuch zur Dichtung der Fangdämme beim Bau der Brücke über die Norder-Elbe bei Hamburg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 356.
Faschinendämme bei der Gründung der Kaimauern in Rotterdam. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353.
Geteertes Segeltuch zur Dichtung der Fangdämme beim Bau der Emsbrücke bei Haren. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 387.
Fangdamm für die neue Strafsenbrücke über die Saale in Kösen. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 410.
Fangdämme beim Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und Marienburg. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 424.
Beseitigen des Durchquellens bei den Fangdämmen der Schleuse von Goes (Niederlande). Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.
F. Kreuter, Neues Verfahren zur Trockenlegung der Baugruben (durch Absenken des Grundwasserspiegels). Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.
E. Dietrich, Verfahren zur Trockenlegung der Baugruben. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 19.
Eiserne Pfahlwand als Fangdamm für die linksuferige Baugrube der Rheinbrücke bei Bonn. Deutsche Bauz. 1897, S. 10.
Fangdamm zur Pfeilergründung der Androscaggin-Brücke. Engng. news 1897, I. S. 327.
Bredtschneider, Absenken des Grundwasserstandes in Baugruben durch Rohrbrunnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 73 u. 88.
Dichtung von Quellen bei den Gründungsarbeiten im Hafen von Cuxhaven. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 411.
Entwässerung von Baugruben durch Absenken des Grundwassers. Schweiz. Bauz. 1898, II. S. 168. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 550. — Baugewerkszeitg. 1898, S. 1514.
Seyfferth, Absenken des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen für Gründungszwecke. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 199.
Schwimmgerüste mit beweglichem Fangdamm für die Gründung der neuen Kaimauern im Hafen von Antwerpen. Allg. Bauz. 1899, S. 55.
Ausbesserung eines Fangdammes und Pfahlrammen am Leech-Lake-Wasserbehälter. Engng. news 1901, II. S. 187.
Arana, Fangdämme und ihre Trockenhaltung. Revue techn. 1902, S. 840.
Gefrierfangdämme, D. R.-P. No. 151764. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 508.
B. Müller, Aufgesetzte Fangdämme zur Gründung der Kanalisierungsbauten im Moldauflufsbett unterhalb Prag. Allg. Bauz. 1904, S. 67.
Francis, Holzfangdammgründungen. Journ. of the ass. of eng. soc. 1904, Febr. S. 65.
Stahlpfähle zur Herstellung von Fangdämmen für die Loomis-Strafsenbrücke in Chicago. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 413.
Ein grofser Spundpfahlfangdamm. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 636.
Fangdammherstellung zur Gründung des Krafthauses der New York Zentral-Eisenbahn in Glenwood. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 165.
Trockenlegung der Baugrube des Port-Morris-Krafthauses für die New York-Zentral-Eisenbahn. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 250.
Fangdamm und Pfahlramme zur Gründung des Drehpfeilers der Gilbertsville-Brücke. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 265 u. 570.
K. E. Hilgard, Ausziehbare Spriefsen für Baugruben. Schweiz. Bauz. 1905, I. S. 224; auch Zement u. Beton 1905, S. 246.
P. Roberts, Über den Bau von Fangdämmen. Engng. news 1905, II. S. 138.
Ph. Forchheimer, Über den Wasserzudrang in Brunnen und Baugruben. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905, S. 591.

12. Allgemeines, verschiedene Gründungsarten
(zu § 22—26).

De quelques procédés employés par les anciens dans la fondation de leurs édifices. Revue géner. de l'arch. 1855, S. 174 u. 230.
H. Müller, Über Fundamentierungen. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1855, S. 121.
Schäffer, Allgemeine Übersicht der Fundierungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens im Grundbau. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1860, S. 17 u. 123. — Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1862, S. 172.

Goldmann, Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

Croizette-Desnoyers, Mitteilungen über die Gründungsart bei verschiedenen Tiefenanlagen des festen Baugrundes auf der Eisenbahnlinie von Nantes nach Brest und Lorient. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 278. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

J. Foy, Etude générale sur les fondations. Nouv. ann. de la constr. 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.

Ausgeführte Pfeilergründung. Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1873, S. 187.

Über Fundierungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467 u. 481.

Über mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

Kleinwächter, Anwendung verschiedener Gründungsarten beim Bau der Universitätsinstitute zu Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.

Brennecke, Beitrag zur Statistik der Fundierungskosten grofser Brücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 493.

Brennecke, Untersuchungen über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau gröfserer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600. — Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232.

Russische Barackenfundierungen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 333. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 248.

Brennecke, Über die Beurteilung des Wertes und die Wahl der Gründungsarten. 1887, S. 412.

Gründungen unter Wasser. Engng. 1890, II. S. 439, 515, 615 u. 772. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 406.

Gründung in sehr tiefem Wasser. Génie civil 1891, Bd. 19, S. 64.

Verschiedene Gründungsarten. Engng. news 1893, II. S. 301.

Elektrische Bewegkraft für Gründungsarbeiten. Deutsche Bauz. 1893, S. 487.

M. Möller, Empirische Untersuchungen im Bauingenieurfach. Deutsche Bauz. 1894, S. 600.

Neue Gründungsweisen. Engng. 1896, I. S. 239 u. 493; 1896, II. S. 99 u. 297.

Flachgründungen für hohe Gebäude (Surface Foundations). Engng. record 1898, Juli, S. 99.

Schwierige Gründungen in England. Engng. record 1898, Juli, S. 106.

Ferd. Dehm, Über die Gründungsverhältnisse in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 293. Baugewerksztg. 1899, S. 1264.

Durand, Beanspruchung der Stahlfundamente. Engng. record 1899, April, S. 407.

Die Gründung der vielstöckigen Gebäude in Nordamerika. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 900.

Gründung eines Gebäudes auf Kragträgern in England. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 226. — Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 615. — Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 10.

Der Einflufs von Kohlenbergwerken auf das Setzen der Brücken und anderer Bauten. Engng. news 1899, Bd. 42, S. 157.

v. Emperger, Die Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk nach englischen und amerikanischen Versuchen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 665—671.

Gründung der amerikanischen Nationalbank in New York. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 463 u. 709.

Pfeilergründung für die Bostoner Hochbahn. Engng. news 1899, I. S. 305.

Gründung des Schornsteins für das Suffren-Werk in Paris. Revue techn. 1899, S. 553.

Ratschläge für die Gründung von Gebäuden. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 679.

Gründung des Getreidehebers am Manchester Schiffskanal. Proceed. of the inst. of civ. eng. 1899, Bd. 87, S. 364.

Gründung des Marine-Trockendocks zu Boston. Engng. news 1899, II. S. 42.

Francke, Berechnung von Grundmauerwerk. Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 145.

Gründung des Seitenflügels vom Metropolitan-Museum für Kunst in New York. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 596.

Gründungsarbeiten an der neuen East River-Brücke. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 314.

Gründung des Elektrizitätspalastes der Pariser Ausstellung 1900. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 393.

Gefriergründung bei den Bauten der Transbaikal-Eisenbahn. Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 163.

Gründung des 80 m hohen Schornsteins für die Kraftanlagen der Pariser Weltausstellung. Engng. 1900, I. S. 150.

Gründungsarbeiten beim Bau des Dortmund-Ems-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 573.

De Bourgh, Pfeilergründung mit Hilfe eines Druckwasserstrahles bei der Moluga-Brücke. Proceed. of the inst. of civ. eng. 1901/02, Bd. 4, S. 340.

Beförderung eines 30 t schweren Trägers für Gründungszwecke. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 205.

Gründung eines Wehres unter Wasser. Engng. record 1903, Bd. 46, S. 585.

Gründung der Hochbahnviadukte in Boston. Journ. of the Assoc. of eng. soc. 1903, Juni. S. 257 u. 351.

Gründung der Widerlager der Vauxhall-Brücke. Engineer 1903, II. S. 228.
Pierre, Gefrierverfahren zur Abteufung eines 98,5 m tiefen Schachtes der Bergwerksgesellschaft Laura und Vereinigung zu Eggelshoven (Holländisch Limburg). Glückauf 1903, S. 481.
Gründung des Hotels Belmont in New York. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 146.
Gründung des Warenhauses von Schlesinger und Mayer in Chicago. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 194.
Gründung des Ingallsgebäudes in Cincinnati. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 540.
Kofahl, Bau hoher Geschäftsgebäude in Nordamerika. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903, S. 1254.
Das Gefrierverfahren als ein Hilfsmittel zur Ausschachtung wasserhaltiger Bodenschichten. Proceed. of the amer. soc. of civ. eng. 1904, Jan. S. 20.
Gründung eines 4,6 m weiten Standrohres aus Eisenbeton zu Milford. Engng. news 1904, I. S. 184.
Gründung des Rogers-Gebäudes in New York. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 362.
B. Müller, Gründung der Kanalisierungsbauten im Moldauflufsgebiet unterhalb Prag. Allg. Bauz. 1904, S. 67.
Gründung des Sturtevant-Hotels zu New York. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 623.
Gründung des Diamond-Gebäudes in Pittsburg. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 319.
Gründungen auf ewig gefrorenem Boden. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 535.
Fundamente der hohen Wohngebäude in New York. Deutsche Bauz. 1905, S. 284.
Pfeilergründungen und Erdbauten im Hafen von New York. Engng. news 1905, S. 503.
Die seither tiefste Pfeilergründung (35,7 m unter Hochwasser). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 594.
Mast, Anwendung neuer Gründungsverfahren. Deutsche Bauz. 1905, S. 303.
Erdaushub, Pfahleinrammungen und Betonschüttung für die Verankerung der Manhattan-Brücke in New York. Engng. record 1905, II. S. 187, 244 u. 293.
G. Espitallier, Die Gründung von Bauten in nachgiebigem Untergrunde. Génie civil 1905, Bd. 47, S. 329.
Lefebvre, Gründung auf nachgiebigem Boden durch Belastung. Ann. des ponts et chaussées 1905, III. S. 225.

13. Sohlenverbreiterung und umgekehrte Gewölbe
(zu § 27).

Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 281.
Erdbögen auf Beton und Pfählen unter dem Speicher am Kaiser-Kai in Hamburg. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242.
Über Fundierungen im Alluvialboden in Bengalen, bezw. über die Form der Fundamentverbreiterung. Engng. 1875, Juli, S. 103.
Verringerung des Druckes auf den Baugrund durch Bodengewölbe bei den Verstärkungsarbeiten am Turme des Ulmer Münsters. Deutsche Bauz. 1882, S. 231.
Rud. Mayer, Verteilung des Pfeilerdruckes im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 654.
Rud. Mayer, Über die Bedingungen einer gleichförmigen Druckverteilung in dem Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 34.
Prof. R. F. Mayer, Die Druckverteilung im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 116.
Melan, Die Druckverteilung im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 198.
A. Spitzer, Druckverteilung in gebrochenen Grundmauerflächen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 96, 152 u. 187.
Melan, Druckverteilung in gebrochenen Grundmauerflächen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 129 u. 187.
Die Ermittelung von Druckspannungen in Mauerwerkskörpern bei Ausschlufs von Zugspannungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 586.
Gründung des gewölbten Durchlasses für die Gieselau auf Beton und Schwellrost mit Gegenbögen. Zeitschr. f. Bauw. 1898, Bl. 67, Abb. 4.
Plattenfundamente der hohen Wohngebäude in Nordamerika. Deutsche Bauz. 1905, S. 284.

14. Sand- und Steinschüttungen
(zu § 28).

Anwendung von Sandschüttungen bei den Arsenalbauten zu Bayonne und anderen Bauwerken. Ann. des ponts et chaussées 1835, II. S. 171.
Des Herrn Olivier kurze Nachricht von Fundamentierungen auf Sand. Crelle's Journal f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.

Über die Fundamentierung auf Sand. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67 u. 107.
Wellenkamp, Gründung des Gefängnisbaues zu Rehburg auf Sand. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1851/52, S. 26.
Hagen, Über Sicherheitshäfen in England (Steinschüttungen). Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 213 u. 351.
Gründung des Hamburger Bahnhofs in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 487.
Hagen, Beschreibung der französischen Häfen am Mittelmeer und am Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 409 u. 549.
Sandschüttung beim Bau der Flackenseebrücke. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 38.
Witzeck, Die Gründung der Gebäude des Thüringer Bahnhofes in Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 213.
Goldmann, Sandschüttung beim Bau der Kaserne an der Esplanade zu Wesel. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 629.
Bolenius, Sandschüttungen für die Gründung der Hochbauten auf dem Bahnhof zu Emden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 153.
J. Foy, Etude sur les ponts de mer artificiels et la fabrication des blocs de béton. Nouv. ann. de la constr. 1866, S. 161.
Stuertz, Reiseskizzen aus Holland, Belgien und England (Betonblöcke). Deutsche Bauz. 1870, S. 288.
A. Wiebe, Der Nordseekanal bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 49.
Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von Bordeaux nach Pouillac. Ann. industr. 1872, Juli, S. 6.
Hafenbauten in Alexandrien. Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 122.
Wilfan, Hafenbau von Fiume. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 257.
Hafenbauten in Brest. Nouv. ann. de la constr. 1875, S. 19 u. 24.
Brömches, Hafenbauten in Triest. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 99.
Molenbauten in Boulogne. Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 34.
Wellenbrecher und Mole im Hafen von Bilbao. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.
Sandschüttung bei der Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 8.
Sandschüttung für den Bau des Dienstgebäudes in Tapiau. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 395.
Steinschüttung zur Gründung der Wellenbrecher an der amerikanischen Küste. Engng. news 1898, Aug., S. 122.
Anwendung sehr grofser Betonblöcke beim Bau der Mole am Heyster Hafen, dem neuen Aufsenhafen von Brügge. Allg. Bauz. 1899, S. 53. — Schweiz. Bauz. 1899, I. S. 124.
Anwendung grofser Betonblöcke beim Umbau des North-River an der Tynemündung. Engng. 1902, II. S. 133.
Paulsdorf, Moorbauten. Es wurden Sandschüttungen mit abdeckender Eisenbetonplatte verwendet. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 423.
Steinschüttungen am Damm von Hodbarrow Point. Génie civil 1905, Bd. 47, S. 212.

15. Betonbauten und Betongründung
(zu § 29).

Elsner, Über die Anwendung des Betonmörtels zum Fundamentieren unter Wasser. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1829, Bd. 1, S. 236.
Braun, Über Anwendung des Trafsbetons zur Fundamentierung der Gebäude. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1831, Bd. 3, S. 112.
Betonschüttung beim Bau der Charlottenburger Porzellanmanufaktur. Deutsche Bauz. 1871, S. 12.
Plath, Die Fundierung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.
H. Schmidt, Bau und Gründung des eisernen Zentralbaues für die Weltausstellung in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.
H. Altendorff, Betongründung des Kirchturmes in Liebschütz (Sachsen). Deutsche Bauz. 1874, S. 190.
Ch. Therrier, Des devis et des fondations du nouvel opéra de Paris. Gaz. d. arch. et du bât. 1875, S. 141.
Baude, Sur les fondations du nouvel opéra de Paris. Bulletin de la société d'encouragement 1875, S. 498.
Wiebe, Die Gründung der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 574.
Die Gründung der Lahnbrücke bei Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 243.
Die Gründung der Rheinbrücke bei Coblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 94.
Die Gründung der Moselbrücke bei Güls. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 559.
Die Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.
Der Bau des Wellenbrechers bei Newhaven in England. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 308.
Der Bau der Molen im Vorhafen von Sunderland. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254 u. 1885, S. 70.
Betonpfahlrost des Reichstagsgebäudes in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.
Hafenbauten bei Oberlahnstein (Versenken des Betons mit Säcken). Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 509.
Rheinhard, Über Betonbauten, insbesondere Betonbrücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 264.

Verblenden von Betonmauern in England. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 264.
Hafendamm des neuen Hafens der Insel La Réunion (Betonblöcke). Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 70.
Kinipple's Verfahren. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196, nach Nouv. ann. de la constr. 1887, Dez., S. 187.
E. Dyckerhoff, Über Betonbauten. Deutsche Bauz. 1888, S. 242.
Betonbett für den Justizpalast in Rom. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 504.
Der Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 516.
Neue Hafenanlagen in Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.
Gründung der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 343 u. 351.
Ott, Der neue Hafen bei Strafsburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 250.
Neuere Ausführungen in Stampfbeton. Deutsche Bauz. 1892, S. 496.
Die Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen. Deutsche Bauz. 1894, S. 493.
Mehrtens, Gründung auf Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.
Gründung der Schleuse bei Goes. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.
v. Schlierholz, Über Betonverwendung beim Bau der württembergischen Eisenbahn Tuttlingen-Sigmaringen. Deutsche Bauz. 1895, S. 453.
Harnisch, Betongründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314 u. 347. — Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 68.
Gründung des Turmes vom Zentralgefängnis für die Provinz Posen. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 449, Taf. 62, Abb. 1.
Betongründungen bei der Kanalisierung der Oder. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 490.
Ausführung einer Betongründung zur Winterzeit. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 517.
Betonfundamente auf Steinschüttung im Düsseldorfer Hafen. Deutsche Bauz. 1896, S. 652 u. 656.
Magens, Über ausgeführte Betonbauten. Deutsche Bauz. 1897, S. 40 u. 45.
Beton auf Rostpfählen. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 582.
Gründung auf Betonsäcken im Hafen von Bilbao. Revista de obras publicas, 2. Dez. 1897. — Ann. des ponts et chaussées 1898, I. S. 447 u. 449.
Betongründungen der Schleusenanlagen zu Brunsbüttel und Holtenau am Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435 ff. u. 1898, S. 578 ff.
Betonschüttung für den 5. Pfeiler der Charlestown-Brücke in Boston, Mass. Engng. news 1898, I. S. 181.
Betongründung zwischen eisernen Spundwänden für die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310 u. 311.
Astfalck, Über Betonfundierungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 225. — Schweiz. Bauz. 1899, II. S. 41.
Anwendung einer Betongrundplatte bei der Gründung des neuen Amtsgerichtsgebäudes in Ehrenbreitstein. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 277.
Betongründung der Pfeiler und Widerlager von der Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 344.
Lynde, Gründung des Getreide-Elevators am Manchester-Schiffkanal. Proc. inst. of civ. eng. 1899, Bd. 87, S. 364—375.
P. Christophe, Mit Eisen verstärkte Betonbauten. Ann. des travaux publ. belgiques 1899, Juni, S. 429.
Über Betonfundierungen. Schweiz. Bauz. 1899, II. S. 41.
Gründung der Turbinenkammer für den Schiffahrtskanal vom Thuner See bis Interlaken. Schweiz. Bauz. 1899, II. Bd. 34, S. 141.
Die Betonbauweise, ihre Entwickelung und moderne Anwendung. Südd. Bauz. 1901, S. 103 u. 116.
F. v. Emperger, Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen nach dem Stande der Pariser Ausstellung von 1900. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 117 u. 765; 1902, S. 453.
A. Spitzer, Entwickelung des Betoneisenbaues vom Beginn bis zur Gegenwart. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 73.
Zöllner, Entwickelung des Betoneisenbaues und seine heutige Anwendung. Südd. Bauz. 1902, S. 90, 96, 115 u. 121.
W. Rettig, Entwickelung des Betoneisenbaues und seine heutige Anwendung. Südd. Bauz. 1902, S. 191 u. 211.
Vorläufige Leitsätze für Betoneisenbauten. Schweiz. Bauz. 1902, I. S. 251; 1904, I. S. 211.
M. Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 229.
E. Grohmann, Betonierungen unter Wasser bei der Schleuse von Nufsdorf. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 513, 537, 561 u. 614. — Génie civil 1903, Bd. 42, S. 173.
Brown, Betongründung beim Stauwerk an der Damietta- und Rosettamündung des Nils. Proc. of the inst. of civ. eng. 1903/04, Bd. 4, S. 1.

Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Betoneisenbauten. Beton u. Eisen 1904, S. 107.

Betongründung der Union-Station zu Washington. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 202.

Betongründung des Krafthauses der New York Rapid Transit-Eisenbahn. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 257.

Ortloff, Betongründung der Kaimauer im Hafen von Swakopmund. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 679.

Betongründung des Chareston-Trockendocks. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 242.

S. Sor, Über die Berechnung armierter Betonplatten. Beton u. Eisen 1904, S. 316.

Mörsch, Schub- und Scherfestigkeit des Betons. Schweiz. Bauz. 1904, II. S. 295 u. 307.

Martens, Schub- und Scherfestigkeit des Betons. Beton u. Eisen 1905, S. 149. — Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 10, S. 39, Beibl. d. Deutschen Bauz. 1905. — Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 238.

Fammler, Betonfundierungen im Hochbau. Bauing.-Zeitg. 1905, S. 27.

v. Thullie, Besprechung der neuen Leitsätze. Beton u. Eisen 1905, S. 41.

Die Dehnungsfähigkeit des armierten Betons. Beton u. Eisen 1905, S. 58.

Vorrichtung für umfangreiche Betonarbeiten. Zement und Beton 1905, S. 92.

Ramisch, Kritische Besprechung der Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905, S. 157.

Nähr, Dichtung von Bauwerken aus Beton. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905, S. 245.

Die Leitsätze des deutschen Betonvereins für die Verarbeitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 9, S. 33, Beibl. d. Deutschen Bauz. 1905. — Südd. Bauz. 1905, S. 135. — Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 255.

Welleneisen von C. Doncas zur Verstärkung von Betonbauten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 935.

Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues aus neuester Zeit. Württemberg. Bauz. 1905, S. 323.

Einheitliche Bestimmungen für Eisenbetonbauten in Deutschland. Beton u. Eisen 1905, S. 248.

Zusammenhängendes Eisenbetonfundament für ein sechsstöckiges Gebäude in New York. Engng. news 1905, II. S. 77.

Gründung des Rathausturmes in Berlin auf einer mit Eisen verstärkten Betonplatte. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 1178. — Württemberg. Bauz. 1905, S. 319. — Schweiz. Bauz. 1905, II. S. 104.

E. Elwitz, Zur Frage der Sicherheit der Eisenbetonkonstruktionen. Mitteil. über Zement, Beton u. s. w. No. 18, S. 71, Beibl. zur Deutschen Bauz. 1905.

Eiselen, Neuere Ausführungen in Eisenbeton. Deutsche Bauz. 1905, S. 579, 591 u. 622.

Absenken einer Betonplatte mittels Sandbohrer. Beton u. Eisen 1905, S. 27.

Betonbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Engineer 1906, I. S. 138 u. 157.

16. Hölzerne und eiserne Schwellroste ohne und mit Beton
(zu § 30).

Gründung des Packhofes in Halle a. S. von Stapel. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1858, S. 34.

Gründung des Administrationsgebäudes des österr.-ung. Lloyd in Triest. Allg. Bauz. 1883, S. 38. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5. — Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

Gründung der hölzernen Kauf- und Lagerhäuser in Bergen am Fjord. Deutsche Bauz. 1889, S. 183.

Eiserne Roste in Chicago und anderen nordamerikanischen Städten. Techniker, Jahrgang 10, S. 113.

Schwellrost des Auditorium-Gebäudes in Chicago. Engng. 1891, S. 394.

Verwendung von Eisen und Zement zur Herstellung von Schleusenböden und Schleusenmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 489.

Gründung der amerikanischen Turmhäuser. Revue techn. 1894, S. 558.

F. W. Lührmann, Verwendung von Flufseisen bei Fundierungen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Stahl u. Eisen 1895, S. 1046.

O. Leitholf, Die Konstruktion hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 217.

Eiseneinlagen in Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 223.

Gründung eines Stationsgebäudes auf hohem, frisch geschüttetem Damm auf Schwellrost. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 26.

Die Gründung hoher Gebäude in New York. Engng. record 1896, Bd. 33, S. 361.

Gründung des Standard Blocks in New York. Engng. record 1896, Bd. 34, S. 107.

Gründung des Singer-Baues in New York (Eisenschwellrost in Beton). Engng. Record 1898, Bd. 37, S. 280.

Gründung des Franklin-Gebäudes in New York, Flachrost aus Eisen und Beton. Engng. record 1898, Bd. 37, S. 566.

E. Otto, Gründung von Gebäuden auf Klaiboden mittels des „Mauerrostes“. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237. — Engng. record 1899, Bd. 38, S. 596.
Tieffenbach, Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf gerammtem Untergrunde. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 41.
Eisenrost in Beton zur Gründung des Amtsgerichtsgebäudes in Ehrenbreitstein. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 277.
Durand, Beanspruchung der Stahlgrundmauern. Engng. record 1899, Bd. 39, S. 333, 354, 383, 407.
Betongrundwerk mit Eiseneinlagen für die Pfeiler der Stadtbahnüberführungen zu Chicago. Engng. news 1900, I. S. 123.
In Beton eingebetteter Eisenrost des Gill-Gebäudes in New York. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 419.
Eisenrost auf Betonunterlage für das Stahlfachwerkgebäude der Farmers Bank zu Pittsburg. Engng. news 1902, II. S. 217.
Eisenroste verschiedener Gebäude zu Pittsburg, Cincinnati und Philadelphia. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 320; 1903, Bd. 48, S. 64 u. 388. — Engng. news 1903, II. S. 90.
Gründung des neuen Rathausturmes zu Berlin auf Eisenflachrost in Beton. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1904, S. 618.
Eisenschwellrost in Beton zur Gründung des Times-Gebäudes in New York-City. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 550, 594, 612 u. 648.
Eisenrost des Maiden Lane-Gebäudes in New York. Engng. record 1905, II. S. 582.

17. Senkkasten, Steinkistenbau und Mantelgründung
(zu § 31—33).

Pfeilerumhüllung beim Bau der Brücke über die Creuze. Ann. des ponts et chaussées 1849, I. S. 129.
Umhüllungen von Eisenblech beim Bau der Brücke über die Marne bei Nogent sur Marne. Ann. des ponts et chaussées 1856, II. S. 282. — Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 431.
Pfeilerumhüllungen beim Bau der Brücken in der Bahnlinie Lorient-Brest. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 355.
Gemauerte Senkkasten nach Moffat und Bentham. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 329.
Berg, Beschreibung der Gründung und des eisernen Oberbaues der Brücke über die grofse Weser bei Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215.
Buresch, Senkkasten ohne Boden beim Bau der Brücke der Oldenburger Eisenbahn über den Georgs-Vehn-Kanal. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 233.
A. Wiebe, Senkkastengründung der Pfeiler der Breslau-Schweidnitzer Eisenbahnbrücke. Deutsche Bauz. 1875, S. 365.
Hölzerne Pfeilerumhüllung für die Pfeiler der Missouribrücke zu Booneville. Scientific amer. Suppl. 1876, Mai, S. 310. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 114.
Hölzerne Senkkasten der Brücke über den Hudson zu Poughkeepsie. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 227 u. 522, nach Engng. news 1877, Aug., S. 222. — Scientific amer. Suppl. 1878, März, S. 1794.
Hölzerne Pfeilerumhüllung beim Bau der Brücke über den Orangeflufs bei Bithalie in Südafrika. Engng. 1879, I. S. 371.
Senkkasten der Larybrücke bei Plymouth (Ing. Rendel). Transact. of the inst of civ. eng. I. vol.
Senkkasten der Yazoobrücke in Nordamerika. Scientific amer. 1882, S. 401.
Senkkasten auf Pfahlrost bei der Kaimaueranlage zu Rouen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 530.
Steinkistenbau des Hafenkais zu Kronstadt. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 62. — Mém. de la soc. des ing. civ. 1883, S. 312.
Gründung der Strafsenbrücke über den Main bei Klingenberg. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 170.
Steinkisten auf Pfahlrost bei der Ufermauer im Hafen von Gothenburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.
Steinkisten in Verbindung mit Pfahlrost beim Pfeilerbau der Brücke über den Thamesflufs bei New London. Engng. 1891, April, S. 428. — Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.
Hölzerne Senkkasten zur Gründung der Sigilla-Brücke der Brunswick-Western-Eisenbahn. Engng. news 1893, I. S. 8.
Steinkisten für die Hafenmauern und Wellenbrecher auf Bornholm. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 319.
Gründung des Drehpfeilers der Interstate-Brücke über den Missouri bei Omaha mittels Senkkasten. Engng. news 1894, I. S. 316. — Génie civil 1894, Bd. 25, S. 78.
F. v. Schlierholz, Pfeilergründung mittels eiserner Senkkasten bei der Donaubrücke zu Gutenstein. Deutsche Bauz. 1894, S. 605.

Anwendung eiserner Senkkasten zur Herstellung eines Hafendammes. Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.

Eiserner Senkkasten für den Bau des Hafenkopfes im neuen Hafen von Cuxhaven. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 393.

Hölzerner Senkkasten auf Pfahlrost für die Molenbauten am Eingang des Hafens von Duluth, Minn. Engng. news 1898, Juli, S. 50.

Gründung des Battery-Place-Gebäudes in New York. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 59.

Pfeilergründung der neuen Eisenbahnbrücke über den Tyne. Engineer 1903, I. S. 373.

C. Schmid, Anwendung von Steinkasten im Brückenbau. Südd. Bauz. 1903, S. 130.

Gründung der Pfeiler von der Pequonnockflufs-Brücke mit offenen hölzernen Senkkasten. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 128.

Gründung der Pfeiler von der neuen Westminster-Brücke über den Fraser-Flufs in Britisch Columbia. Engng. news 1905, I. S. 610.

Senkkasten aus Eisenbeton zur Gründung eines sechsstöckigen Wohnhauses in New York. Beton u. Eisen 1906, S. 10.

18. Schutz gegen Unterspülungen. Pfeilereinstürze
(zu § 34).

Faschinenschutzwerke in Verbindung mit Steinpflasterungen am Leuchtturm in der Unterweser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 479; 1858, S. 501.

Versuche mit Steinschüttungen von Durand-Claye. Ann. des ponts et chaussées 1873, I. S. 467.

Ketten-Steinwürfe. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 434 u. 479.

Sinkstücke bei der Mississippibrücke bei Memphis. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 108. — Railroad Gaz. 1893, S. 713.

Mehrtens, Über Flachgründung und Tiefgründung. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.

Engels, Über Flachgründung und Tiefgründung. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 326.

Engels, Schutz von Strompfeiler-Grundbauten gegen Unterspülung. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407.

Modellversuche über Auskolkungen an Brückenpfeilern von Engels. Deutsche Bauz. 1894, S. 547. — Zivilingenieur 1895, S. 14.

Einsturz des Brückenpfeilers der neuen Cornwall-Brücke. Engng. news 1898 II. S. 289 u. 419.

Pfeilersenkung und Bruch im Gebäude des Kriegsministeriums in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 656.

Einsturz einer Brückenöffnung durch Eisgang. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 554.

Unterwaschung des Strafsenbrückenpfeilers zu Cleveland. Engng. news 1899, I. S. 33 u. 62.

Gefährliche Unterwaschung von Brückenpfeilern. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 552.

Verschiebung und Zerstörung des Steinpfeilers der Richmond-Brücke über den St. Francisflufs in Kanada durch Eisgang. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 50.

Eissprengungen an der Eisenbahnbrücke über die Weser bei Rehme durch Pioniere. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1901, S. 119.

Sicherung eines unterspülten Brückenpfeilers durch einen hölzernen Senkkasten. Engng. record 1902, Bd. 45, S. 122.

Pfeilereinsturz bei der Grand Trunk-Eisenbahnbrücke über den Grand River. Engng. news 1903, I. S. 377.

Versicherung der Fundamente bei der Karlsbrücke in Prag. Allg. Bauz. 1904, S. 91.

Wirkung der Wellen auf Ingenieurbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 358 u. 362.

Verwendung von Betonsenkwalzen (Herstellungsweise Feuerlöscher) zum Schutz und zur Ausbesserung ausgewaschener Fundamente. Beton u. Eisen 1906, S. 11.

19. Pfahlrostgründung
(zu § 35).

Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. Zivilingenieur 1855, S. 124.

Van Ronzelen, Über die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 462.

Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1862, S. 162.

Pfahlrost in moorigem Gelände. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

Gründung auf Pfahlrost nach Verdichtung des Bodens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 276.

Eine Erfahrung bei Fundamentbauten in Triebsand. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 41.

Pfahlroste der Brücke von Arroux zu Digoin und der Brücke von Saint You. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392.

Sinkstücke zwischen Pfahlrost bei der Kaimauer zu Rotterdam. Deutsche Bauz. 1874, S. 371.

Sandschüttung zwischen Pfahlrost bei den Kaimauern auf Feyenoord. Deutsche Bauz. 1876, S. 263 u. 1878, S. 463.

Ufermauern und Pfeiler einer Drehbrücke in Hamburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 159 u. 170.

Havestadt, Kaibauten auf Feyenoord bei Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 497. — Engng. 1881, II. S. 228 u. 231.

Pfeiffer, Der Pfahlrost des Gerichtsgebäudes in Braunschweig und das Einspülen von Pfählen. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.

Gründung von Ufermauern und Brückenpfeilern in Hamburg. Deutsche Bauz. 1884, S. 458.

Hoher Pfahlrost beim Bau der Ufermauern im Hafen von New York. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 84.

Pfahlrostgründung der Ufermauern im Hafen von Gothenburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.

Pfahlrost vom Bau des Hafens in Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, Bl. 3, Fig. 6.

Gründung der Brücke über den Thamesflufs bei New London. Engng. 1891, April, S. 428. — Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.

Sandschüttung bei Pfahlrosten. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 358.

Pfahlrost bei Brunnengründungen. Railroad Gaz. 1892, II. S. 665.

Verwendung von Senkfaschinen bei hochliegendem Pfahlrost in Holland. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353.

Über Pfahlrostgründungen in Chicago. Engng. news 1893, II. S. 228.

Gründungen von Brückenpfeilern, insbesondere auf Pfahlrost. Engng. 1893, II. S. 244.

L. Günther, Pfahlrostgründungen für Ufermauern und Bohlwerke. Deutsche Bauz. 1896, S. 111 u. 128.

Pfeiler der Drehbrücke über die Lothse bei Hamburg. Pfahlrost mit Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 275.

Benutzung alter Pfahlrostpfähle. Engng. news 1896, II. S. 289.

Eger, Gründungsarbeiten zum Bau des Nationaldenkmals für Kaiser Wilhelm I. an der Schlofsfreiheit in Berlin (Pfahlrost mit Betondecke). Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 373 u. 386.

Pfahlrost am Delaware zu Philadelphia. Engng. news 1897, Dez., S. 379.

Pfahlrost mit Betongründung der Schmiede-Brücke in Königsberg. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 524.

Pfahlrost mit Sinkstücken bei den Molen in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 540.

P. Simons, Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen beim Bau des rechtsuferigen Pfeilers der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 92 u. 101.

Beton auf Rostpfählen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 84.

Die Gründung der Brückenpfeiler auf der Strecke Wusung-Schanghai (Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen). Deutsche Bauz. 1898, S. 541.

Gründung des Park-Row-Gebäudes in New York. Le Génie civil 1898, Bd. 33, S. 380.

Cattell, Pfahlrost des Widerlagers vom Manhasset-Viadukt in der Long-Island-Eisenbahn. Engng. news 1899, Jan., S. 18.

Fr. Krause, Hoher Pfahlrost und Schrägpfähle bei der Gründung der Kaimauern der neuen Hafenanlagen in Stettin. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 69.

Die Gründung vielstöckiger Gebäude in Nordamerika auf Pfählen mit Betonabdeckung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 900.

Gründung des grofsen Schornsteins des Werkes La Bourdonnais auf dem Champ de Mars in Paris (Pfahlrost mit Beton). Le Génie civil 1899, S. 3.

Gründung der Kaimauern für die Illinois Steel Co. zu South Chicago (Ill.) (Pfahlrost mit Schrägpfählen und Erdankern). Engng. news 1899, II. S. 378.

Gründungsarbeiten der Strafsenbrücke über die Süder-Elbe bei Harburg (Pfahlrost mit Betonbett). Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 480.

Gründung der Pfeiler für die Dachbinder und Gleise des neuen Bahnhofanbaues der Pennsylvania-Eisenbahn am Hudson zu Jersey City (Pfahlrost mit hölzernen Blockkästen und Betonausfüllung). Engng. news 1899, II. S. 212. — Engng. record 1899, Bd. 40, S. 216.

Pfahlrostgründung für die elektrische Kraftanlage zu New York. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 681. — Engng. news 1900, I. S. 317.

Pfahlrost mit 18 m langen Pfählen für die neue Brücke beim alten und neuen Museum in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 142.

Gründung der Gebäudeanlagen im grofsen Moosbruch auf Pfahlrost. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 585.

Pfahlrost mit Betonabdeckung für die Pfeiler der Illinois-Brücke der Peoria u. Pekin-Eisenbahn. Engng. news 1900, I. S. 103.

Pfahlrost für die Pfeiler der Cambridge-Brücke. Engng. record 1901, Bd. 44, S. 8. — Engng. news 1901, II. S. 282.

Pfahlrost für die Gründung des Getreidehebers in Port Richmond. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 60.

Hoher Pfahlrost mit Betonabdeckung für die Verbreiterung der Wilhelminakade in Amsterdam. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 686.

Mit Beton und Eisen verstärkter Pfahlrost zur Gründung eines Backstein-Schornsteins. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 439.

Pfahlrost zur Gründung des neuen Trockendocks der Kawasaki Dockyard Co. zu Kobe. Engng. 1903, II. S. 112.

Pfahlrostgründung des Drehbrückenpfeilers der Brücke über den Rothen Fluſs zu Rye. Engineer 1904, II. S. 58 u. 129.

Pfahlgründungen und Kaimauern im Hafen von New York. Engng. news 1905, I. S. 503.

20. Brunnengründung

(zu § 36 u. 37).

Vorschlag zu einer Gebäudegründung in besonders ungünstigem Boden. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1836, Bd. 9, S. 203.

Senkbrunnen für die Hafendämme von St. Nazaire. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 329.

Geschichtliche Notiz über Fundierungen auf Röhren. Notizbl. d. allgem. Bauz. 1860, S. 450.

Gründung der Eisenbahnbrücke über den Jumnafluſs bei Allahabad in Ostindien. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 585. — The Civilengineer 1863, Dec.

Köpcke, Pfeilergründung für Eisenbahnbrücken in Indien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 272.

Fundierung mit Hilfe von Schächten. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.

Gründungen der Kunstbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.

Sonne, Über Pfeilergründung durch Versenken von Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 174.

Brunnengründung für die Kaimauer des Sandtorhafens in Hamburg. Deutsche Bauz. 1868, S. 325.

Brunnenabsenkung auf dem Güterbahnhof in Stettin. Deutsche Bauz. 1868, S. 379.

C. H. Hoffmann, Über Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. Baugewerksztg. 1869, S. 74 u. 81.

Herstellung einzelner Ringe, Vorschlag von Millroy. Engng. 1871, S. 170. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 286.

J. Brisson, Gründung von Wohn- und Geschäftshäusern in Paris in der rue Rochechouart. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 76.

Brunnengründung bei der Gorai-Brücke. Engineer 1869, II. S. 394. — Engng. 1872, I. S. 117.

Brunnengründung bei der Huntebrücke der Oldenburger Bahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11.

Quassowski, Ausführungen von Gründungen auf der Berlin-Potsdamer Bahnlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 298 u. 310.

Brunnengründung der Jumnabrücke der Raypootana-Staatsbahn. Engng. 1875, II. S. 162.

Franzius, Brunnen aus Beton für eine Kaimauer in Glasgow. Deutsche Bauz. 1875, S. 31.

Brunnengründung der Landpfeiler der Elbbrücke bei Hohnstorff. Deutsche Bauz. 1875, S. 488.

A. Wiebe, Die Bauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn im Odertale bei Stettin. Deutsche Bauz. 1875, S. 363.

Gründung der Schulhäusergruppe für Knaben in Paris in der rue Baudricourt. Moniteur des arch. 1875, S. 79, Taf. 21.

Buresch, Mitteilungen über die Gründung groſser Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein u. Westfalen 1876, S. 121.

Brunnengründung der Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 40.

Gründung der Elbebrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 557—562.

Brunnengründung beim Bau der Überbrückung des Memeltales bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21.

Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.

P. Koch, Gründung einer Brücke in der Eisenbahnlinie Rüttenscheid-Steele. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 83.

Gründung der Elbbrücke bei Barby. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 296, Taf. 47.

Gründungen der Kunstbauten der Berliner Stadtbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 16.

Brennecke, Über Senkkasten aus Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 243.

Brunnengründung der Kaimauern im neuen Hafen an der Charente bei Rochefort. Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 145. — Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232.

Brunnenkränze und Brunnentrommeln. Deutsche Bauz. 1885, S. 293.

Brunnengründung der Kaimauern im Hafenbecken zu Hâvre. Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 96. — Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 475.

Senken der Brunnen unter Benutzung von Kranbaggern bei der Sperrschleuse in Duisburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 538.

Eiserne Brunnen der Hawkesbury-Brücke. Scientific amer. 1885, S. 287 u. 292. — Engng. 1886, Apr., S. 367. — Génie civil 1886, Bd. 9, S. 65; 1891, Bd. 18, S. 420.

Brunnengründung des Viaduktes über den Eskfluſs bei Witby in England. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 155.

Hölzerne Brunnen der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 271 u. 473. — Génie civil 1888, Bd. 14, S. 116. — Ann. des travaux publics 1888, S. 2145. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 523.

Senkung der Brunnen nach Herstellung künstlicher Inseln durch Sandschüttung beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Recknitz. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 575.

Brunnengründung der Ufermauern am Kaiserhafen zu Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 255.

Brunnengründung der Pfeiler von der Drehbrücke über die Peene bei Loitz. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.

Brunnengründung der Kaimauern am Vorhafen zu Calais. Génie civil 1889, Bd. 15, S. 565. — Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 69. — Deutsche Bauz. 1892, S. 147.

Senkung und Ausrüstung von Brunnenschachten. Engng. 1894, II. S. 625.

Gründung des Gerichtsgebäudes zu Madras. Engng. record 1894, S. 363.

Gründung der Scher-Schah-Brücke über den Chenebfluſs in Indien auf sechseckigen Brunnen. Engng. 1894, II. S. 318.

Tiefgründung nach dem Patent von R. L. Harris. Engng. record 1895, Bd. 32, S. 146.

Brunnen für den Landpfeiler der neuen Weichselbrücke bei Dirschau. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 242.

Gründung des amerikanischen Hypotheken-Gebäudes mittels Backsteinbrunnen. Engng. record 1896, II. S. 28.

Bernhofer, Über Senkbrunnen-Schwellkränze. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 158.

Gründung des Schütthaldenpfeilers der Kornhaus-Brücke zu Bern. Schweiz. Bauz. 1897, I. S. 36. — Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 412.

Brunnengründung der Pfeiler der neuen Cornwall-Brücke über den St. Lorenz-Strom. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 643.

P. Simons, Brunnengründung des Stadttheaters zu Bern. Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 65. — Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 213. — Génie civil 1900, Bd. 37, S. 151.

Eves, Brunnengründung der Koyakhai-Brücke der Bengal-Nagpur-Eisenbahn. Proceed. of the inst. of civ. eng. 1901, III. S. 292. — Engng. news 1901, II. S. 493.

Ottmann, Brunnengründung der Kaimauern im Weserhafen zu Rinteln. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 9.

Stolp, Monier-Brunnen zur Gründung des neuen Gaswerks in Hamburg-Hammerbrook. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1902, S. 960.

Brunnengründung der Brücke über den Rupnarayan in der Eisenbahnlinie von Calcutta nach Madras unter Benutzung künstlicher Inseln und schwimmender Gerüste. Génie civil 1903, Bd. 43, S. 344.

Neues Brunnengründungsverfahren, D. R.-P. No. 128410 von A. Goerke in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 580, 651; 1904, S. 100, 163 u. 244.

21. Röhren- und Kastengründung
(zu § 38).

Anwendung von Schächten in Moorgrund. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.

H. Weise, Gründung des Lokomotivschuppens der Berlin-Potsdamer Eisenbahn in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 438.

Kastengründung bei den Bauten an den Werder'schen Mühlen. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 504.

G. Erbkam, Gründung der Königl. Nationalgallerie in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 263.

O. Schmidt, Kastengründung. Baugewerksztg. 1870, S. 113.

R. Crampe, Praktische Erfahrungen bei Kastengründungen. Baugewerksztg. 1870, S. 130.

Gründung des Kistna-Viaduktes in Ostindien. Engng. 1871, I. S. 285.

Gründung mittels guſseiserner Röhren. Journ. of the Franklin Inst. 1873, I. S. 307.

Senkzylinder bei der Gründung der Taraczbrücke. Zeitschr. d. ungar. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874.
Röhrenversenkung beim Bau der Brücke über den Usk in England. Engng. 1874, I. S. 61.
Gufseiserne Röhren zur Gründung der Viktoria-Brücke in Brisbane. Engng. 1875, II. S. 496.
Gründung mit eisernen Kasten beim Umbau der Blackfriars-Brücke in London. Engineer 1876, I. S. 1, 19, 39, 57, 77, 103 u. 139.
Gründung der alten Taybrücke. Engineer 1873, I. S. 197; 1878, I. S. 9 u. 208. — Engng. 1876, I. S. 371; 1876, II. S. 164; 1878, I. S. 91 u. 181. — Builder 1876, I. S. 356 u. 900. — Deutsche Bauz. 1873, S. 52; 1880, S. 111. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 113. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, II. S. 449 u. 497; 1880, I. S. 87, 147 u. 167. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 70.
Eiserne Senkröhren zur Verbreiterung der Carlisle-Brücke zu Dublin. Builder 1878, Juni, S. 641. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 94.
C. Reiche, Die gröfseren Brücken der Muldentalbahn, inbesondere deren Fundierung. Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1879, II. S. 422; 1880, S. 7 u. 162.
Gründung der Severn-Brücke. Engng. 1879, II. S. 315. — Engineer 1879, II. S. 303.
John Newman, Notes on cylinder bridge piers. Inst. of civ. Eng. 1884.
L. Brennecke, Zwei Belastungsannahmen für die Berechnung der Stärke eiserner Senkkasten. Deutsche Bauz. 1884, S. 390.
Gründung der neuen Taybrücke. Engng. 1881, I. S. 577; 1885, I. S. 689. — Deutsche Bauz. 1883, S. 496. — Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 58. — Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 354 u. 363.
Kastengründung beim Bau der Themsebrücke neben der Blackfriars-Station. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 333. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 435.
Gründung mittels hölzerner Kasten bei den Bauten der Eisenbahn von La Ferté Milon nach Armentières in Frankreich. Ann. des travaux publ. 1891, S. 21. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 525.
Gründung des Gebäudes für das Patentamt in Berlin mittels hölzerner Kasten. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 319.
Gründung der Hawkesbury-Brücke (Australien). Génie civil 1891, Bd. 18, S. 420. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, S. 83.
Eiserne Kasten bei der Gründung der neuen Towerbrücke in London. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 59 u. 73. — Nouv. ann. de la constr. 1894, Aug., S. 114.
Gründung mittels Senkröhren aus Eisenblech. Engng. record 1895, Juli, S. 117.
Gründung des Meyer-Jonasson-Gebäudes mittels eiserner Senkröhren. Engng. record 1896, I. S. 315.
Gründung des Amer. Exchange National-Bankgebäudes zu New York. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 463.
Kasten aus Zementbeton zur Gründung der Pfeiler von der Sangamonflufs-Brücke. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 528.
Calse, Neue Art der Gründung in sandigem und wasserhaltigem Boden, wobei Kasten mittels Wasserspülung versenkt werden. Mém. de la soc. des ing. civ. 1901, Sept., S. 562.
Kastengründung für ein Bankgebäude in New York. Engng. news 1901, II. S. 222.
Zander, Röhrengründung der neuen Molenköpfe im Hafen von Stolpmünde. Zeitschr. f. Bauw. 1902, S. 528.
Brückengründung nach Th. Cooper durch Betonpfeiler mit Metallumhüllung. Engng. news 1902, II. S. 379. — Engng. record 1902, Bd. 46, S. 414.
Kastengründung der neuen Brücke über den Amu-Darja. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1902, S. 730. — Schweiz. Bauz. 1902, II. S. 87.
Absenken eines Kastens von 2,7 m Durchmesser mittels Wasserspülung. Engng. record 1905, Nov. S. 526.
Absenken eines Kastens mittels Erdbohrern. Daselbst S. 571.

22. Zusammengesetzte Gründungen

(zu § 39).

Betonbett mit Grundpfählen (s. § 35 unter 4 u. 5 und Literaturverzeichnis unter 19).
Senkasten auf Pfahlrost (s. § 31 unter 1. und Literaturverzeichnis unter 17).
Sand- und Steinschüttung mit Pfahlrost (s. § 35 unter 3. und Literaturverzeichnis unter 19).
Röhrengründung mit Pfahlrost bei der Serethbrücke in Rumänien. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.
Röhrengründung mit Pfahlrost bei der Brücke über den Desmoines-Flufs in Amerika. Engng. news 1877, S. 205.
G. Liébaux, Fondations à l'air libre et à l'air comprimé. Emploi du caisson-batardeau divisible et mobile. Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

Schwellrost mit Beton bei der Gründung des Verwaltungsgebäudes des österr.-ungar. Lloyd in Triest. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5. — Allg. Bauz. 1883, S. 38. — Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.
Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung beim Bau der Kaimauern und der Schleusenwände des neuen Hafens an der Charente bei Rochefort. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232 u. 233. — Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 145.
L. Brennecke, Luftdruckgründung mit Brunnengründung vereinigt. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 251.
Luftdruckgründung vereinigt mit der Gründung im offenen Fangdamm. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 542.
Anwendung der Sandschüttung bei der Brunnengründung beim Bau der Pfeiler von der Recknitz-Brücke. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 575.
Anwendung der Sandschüttung bei der Brunnengründung beim Pfeilerbau der Drehbrücke über die Peene bei Loitz. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.
Schwellrost mit Beton und Eiseneinlage für das Auditorium-Gebäude in Chicago. Engng. 1891, I. S. 394.
Vereinigung der Kastengründung mit der Mantelgründung beim Pfeilerbau der Donaubrücke bei Gutenstein. Deutsche Bauz. 1894, S. 605.
Vereinigung der Kastengründung mit der Mantelgründung beim Pfeilerbau der Towerbrücke in London. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 59 u. 73. — Nouv. ann. de la constr. 1894, Aug., S. 114.
Betonbett mit Eiseneinlagen bei den Bauten in Chicago. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 217.
Pfahlrost mit Eichendielung, Beton- und abgetrepptem Mauerwerk für das Postgebäude in Chicago. Engng. news 1898, Jan., S. 67.
Schwellrost mit Beton für die Gründung des Durchlasses zur Unterführung der Gieselau. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 727.
Mauerrost von Otto. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.
Gründung des Rand und Mc. Nally-Gebäudes in Chicago und des St. Paul-Gebäudes in New York u. s. w. Engng. record 1898, Juli, S. 99 und Sept., S. 299.
Betonbett mit Grundpfählen und Eiseneinlagen. Deutsche Bauz. 1898, S. 541.
Eisenschwellrost in Beton für das Singergebäude in New York. Engng. record 1898, Febr., S. 280.
Vereinigung der Betongründung mit Pfahlrost, Sohlenverbreiterung und Eisenschwellrost beim Ivins-Gebäude in New York. Engng. record 1898, Juli, S. 144.
Verbindung der Mantelgründung mit dem Pfahlrost beim Bau des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke in Boston, Mass. Engng. record 1898, Juli, S. 186.
Gründung des Park-Row-Gebäudes in New York (Pfahlrost mit Beton, Granitplatten, abgetrepptes Backsteinmauerwerk und Eisenträger). Le Génie civil 1898, Bd. 33, S. 380.
Tieffenbach, Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf gerammtem Untergrunde. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 41.
Gründung der Pfeiler für die Gleise und die eisernen Dachbinder des neuen Bahnhofanbaues der Pennsylvania-Eisenbahn am Hudson zu Jersey-City (Pfahlrost mit hölzernem Senkkasten). Engng. news 1899, Bd. 42, S. 212.
Unterstützung eines über ein fliefsendes Gewässer erbauten Gebäudes durch ein Gewölbe und 2 Lagen von I-Trägern. Engng. news 1900, II. S. 325.
Gründungsarbeiten am Hibernia-Gebäude zu New Orleans (teils Pfahlrost mit Eisenbeton-Abdeckung, teils Eisen-Flachrost mit Beton). Engng. record 1902, Bd. 46, S. 486.
Brunnen mit Pfahlrost aus eisernen Röhren zur Gründung der Kaimauer im Hafen von Delfzijl an der Ems. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 39. — Nouv. ann. de la constr. 1904, S. 78.

23. Ausbesserungs- und Wiederherstellungsarbeiten
(zu § 40).

Henz, Die Restauration des Diemel-Viaduktes. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 15.
Tellkampf, Senkkasten mit Betonausfüllung beim Umbau der Pfeiler von der Eisenbahnbrücke über die Eider bei Rendsburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375.
Über eine Beschädigung der Peene-Brücke auf der Ducherow-Swinemünder Bahn. Deutsche Bauz. 1880, S. 538.
H. Bücking, Holzkastenumschliefsung bei Ausbesserung eines schadhaften Pfeilerfundamentes. Deutsche Bauz. 1884, S. 19.
Lübbers, Verdrückungen einer auf Tonboden gegründeten Steinbrücke über den Elbbach bei Willmenrod. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250.
Ausbesserung des Quai de l'église Saint Maurice in Sens. Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 475.

Ausbesserung des Grundbaues der Pfeiler von der Strafsenbrücke über die Yonne bei Joigny. Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 472.

Umbau eines gemauerten Pfeilers der Ohiobrücke bei Steubenville während des Betriebes. Nouv. ann. de la constr. 1891, S. 9. — Deutsche Bauz. 1891, S. 449 u. 483.

Notes sur la restauration du pont neuf à Paris. Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 885.

Abbruch eines Brückenpfeilers bei Stettin. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 145.

Unterfahren eines Gebäudes in New York behufs Verstärkung der Grundmauern. Engng. record 1894, Bd. 31, S. 25.

Unterfahren des Gerichtsgebäudes in Calcutta. Engng. news 1895, I. S. 229.

Unterfahren des Pfeilers der Hammersmith-Brücke in London. Engng. record 1895, Juni, S. 40.

Breuer, Wiederaufbau des eingestürzten Pfeilers der Eisenbahnbrücke über die Ruhr bei Hohensyburg. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 319 u. 329.

Fliegelskamp, Arbeiten zur Erhaltung der gewölbten Eisenbahnbrücke über den Elbbach bei Willmenrod. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 310.

Beweglicher Senkkasten zur Ausbesserung der Kaimauer des Hafenbeckens Carnot im Hafen von Calais. Ann. des ponts et chaussées 1897, I. S. 298.

Ausbesserung der Fundamente eines Pfeilers der Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Bismark. Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1898, S. 119. — Engng. news 1898, I. S. 278.

Beweglicher Caisson zur Ausbesserung der Kaimauer im Hafen zu Calais. Génie civil 1898, Bd. 32, S. 222.

Gebrauch eiserner Caissons zur Wiederherstellung von Molen im Hafen zu Madras. Revista de obras publicas, 8. April 1897, Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.

Pfeilersenkung und Bruch im Gebäude des Kriegsministeriums in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 656.

Unterfahrung eines Gebäudes. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 415.

Doniol, Ausbesserung der Grundmauern des linken Pfeilers der Yonnebrücke bei Sens. Ann. des ponts et chaussées 1899, II. S. 252—258. — Nouv. ann. de la constr. 1900, S. 42.

Beweglicher Senkkasten zur Ausbesserung der Kaimauern am Carnot-Becken im Hafen von Calais. Nouv. ann. de la constr. 1900, S. 25.

Grabill, Beschädigung und Wiederherstellung der Pfeiler der Aquadukt-Brücke zu Washington. Engng. news 1900, II. S. 54.

Ausbesserung von Brückenpfeilern mit Hilfe eines rahmenförmigen Druckluftkastens. Engng. news 1900, II. S. 73.

Stahl- und Zementbekleidung zur Ausbesserung und Erhaltung eines Brückenpfeilers. Engng. record 1900, Bd. 41, S. 6.

Ausbesserung des Grundbaues vom Hotel Wollaton in Brooklin, Mass. Engng. news 1900, II. S. 327.

Verstärkung und Umbau der Pfeiler der Cornwall-Brücke. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 613.

Befestigung eines Brückenpfeilers durch Umfangung mit einem mittels Druckluft versenkten Senkkasten. Schweiz. Bauz. 1900, II. S. 165. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1900, S. 517.

A. Lernet, Verbesserung seicht angelegter Grundmauern von Brückenpfeilern. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1900, S. 433.

Unterführung eines Abwasserkanals unter der Ecksäule eines Viaduktpfeilers bei Cleveland (Ohio). Génie civil 1901, Bd. 38, S. 209.

Umbau des Pfeilers IV der Aquadukt-Brücke zu Georgetown. Engng. record 1901, Bd. 44, S. 125.

Unterfahren hoher Mauern. Engng. record 1901, Bd. 43, S. 110. — Revue industr. 1901, S. 76.

Unterfahrung des Columbusdenkmals in New York. Engng. record 1901, Bd. 44, S. 77.

Unterfangung eines im Bau begriffenen Stahl-Fachwerkgebäudes. Engng. record 1902, Bd. 45, S. 86; 1903, Bd. 47, S. 454.

Kellerabsteifung im New York Stock Exchange. Engng. record 1902, Bd. 46, S. 155 u. 417.

Grundmauer-Beschädigung und ihre Ausbesserung. Engng. news 1902, I. S. 356.

Unterfangung des Deckergebäudes in New York. Engng. record 1902, Bd. 45, S. 442.

Unterfangung einer hohen Mauer. Engng. record 1903, Bd. 48, S. 294.

Unterfahrung eines alten Geschäftshauses am Broadway in New York. Engng. record 1903, Bd. 48, S. 698.

Verbreiterung und Umbau des Manhattan-Lebensversicherungsgebäudes. Engng. record 1903, Bd. 47, S. 338.

Wolfsholz, Wiederherstellung schadhafter Bauwerke mittels Einpressen flüssigen Zementes. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 517 u. 639.

Unterspülung der Schleuse bei Veere. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, I. S. 474.

Verlängerung des Grundbaues eines hohen Schornsteins. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1903, S. 79.

Wiederherstellungsarbeiten an den Brückenköpfen der Elisabeth-Brücke (Schwurplatz-Brücke) über die Donau in Budapest. Der Techniker 1903, 25. Okt. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903, S. 1831. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1904, S. 389, 406 u. 424.

Lahoussoir, Wiederherstellungsarbeiten an den Widerlagerköpfen der Trockendocks im Hafen von Dunkerque. Ann. des ponts et chaussées 1904, I. S. 101.

Unterfahrung eines Eckpfeilers eines fünfstöckigen Hauses während des Umbaues. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 56.

Unterstützung einer alten Mauer beim Bau eines Nachbarhauses. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 82.

Unterfangung einer hohen Mauer mit Stahl-Kragträgern. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 68.

Sonkup, Sicherung des Grundwerks bei der Karlsbrücke in Prag. Allg. Bauz. 1904, S. 91.

Unterfangung eines durch den Tunnel der Untergrundbahn gefährdeten Gebäudes in Boston. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 381.

Unterstützung der Fundamente des Times-Gebäudes in New York. Engng. record 1905, 27. Mai, Bd. 51, S. 595.

Umbau der Pfeiler einer Eisenbahnbrücke während des Betriebes. Engng. record 1905, Bd. 51, S. 254.

Stützung der durch die Untergrundbahn gefährdeten Fundamente des Times-Gebäudes in New York. Engng. rec. 1905, Bd. 51, S. 595.

Wiederherstellungsarbeiten und Neugründungen unter Wasser mit Hilfe von Zementeinpressung. Deutsche Bauz. 1905, S. 483.

Abstützung einer 21,34 m hohen Gebäudemauer ohne Anwendung von Unterzügen. Engng. record 1905, II. S. 90.

Verstärkung schadhafter Grundmauern von Brückenpfeilern durch Betonpfähle. Engng. news 1905, II. S. 441.

Unterfangungen und Erneuerungen der Fundamente des Handelsgebäudes in New York City. Engng. record 1905, II. S. 493.

Unterfahrung einer hohen Gebäudemauer. Engng. record 1905, II. S. 523.

Verstärkung der Fundamente des Glockenturms von S. Marco in Venedig. Deutsche Bauz. 1905, S. 613.

II. Kapitel.

Druckluftgründungen.

Bearbeitet von

Prof. **Conrad Zschokke,**
Ingenieur in Aarau.

(Mit Tafel VIII bis XIV und 77 Textabbildungen.)

A. Geschichtliche Einleitung.

Das erste Werkzeug, dessen die Menschen sich bedient haben, um unter Wasser Arbeiten im Trockenen ausführen zu können, war die sogenannte „Taucherglocke". Sie bestand in ihren Anfängen wahrscheinlich blofs aus einem unten offenen, sonst allseitig geschlossenen Kasten, in welchem ein Mann safs und mit ihm ins Wasser gelassen wurde.

Der Luftraum wurde dabei nach Mafsgabe der Wassertiefe und des somit zunehmenden äufseren Druckes zusammengeprefst, deshalb verringert und konnte infolge dessen die Arbeit nur in geringer Tiefe und während kurzer Zeit verrichtet werden, so lange nicht eine dauernde Zufuhr neuer Luft von aufsen stattfand. Diese Glocke soll schon am Ende des 13. Jahrhunderts erfunden worden sein und werden verschiedene Namen als deren Erfinder genannt.

Die erste Beschreibung einer solchen rührt von Fr. Baco von Verulam aus dem Jahre 1645 her und findet sich im 2. Bande seines Buches „Novum Organon".

Erst zu Anfang des 18. Jahrhunderts, im Jahre 1716, erfand Halley die beständige Luftzuführung zur Glocke mittels Blasebälgen, wobei noch mit Luft gefüllte Fässer, die neben der Glocke auf den Boden des Wasserlaufes hinuntergelassen wurden, als Vorratskammern gedient haben sollen.[1])

Praktische Verwendbarkeit erhielt die Glocke erst durch Smeaton[2]) im Jahre 1779, der sie aus Gufseisen und so grofs erstellte, dafs zwei Mann in ihr Platz finden konnten. Sie diente beim Hafenbau in Ramsgate und hing an einem Gerüst; die Luftzuführung geschah mittels einer Luftpumpe, das Aus- und Einsteigen bei hochgehobener Glocke von einem Boote aus. Von ihren Abmessungen abgesehen, entspricht sie den noch heute etwa gebräuchlichen gewöhnlichen Taucherglocken (siehe Abb. 1 bis 3, S. 316), die in den letzten Jahren jedoch eine weitere Ausbildung erfahren haben und dadurch zum Aushub von Boden und zur Erstellung von Mauerwerk für den Bau von Gründungen in tiefem Wasser befähigt worden sind.

[1]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. IV, 1. Aufl., Kap. XII, S. 2.

[2]) Daselbst.

Abb. 1. *Taucherglocke.*

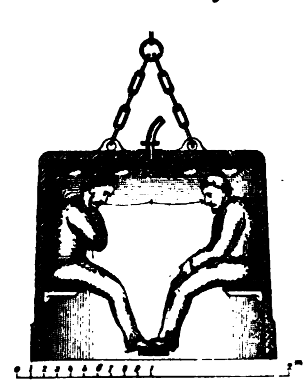
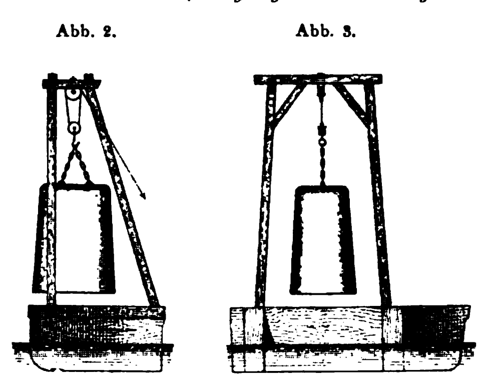


Abb. 2 u. 3. *Aufhängung der Taucherglocke.*

Abb. 2. Abb. 3.



Vorher, schon im Jahre 1841, erfuhr die Gründung mittels Druckluft in anderer Form einen entscheidenden Fortschritt durch den französischen Ingenieur Triger.[3])

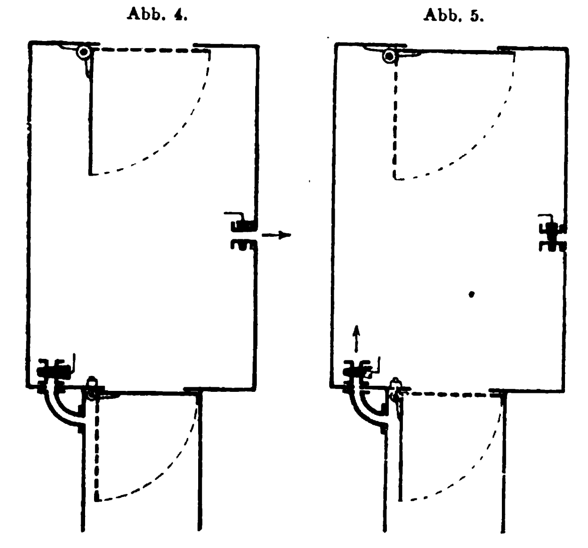
Dieser hatte die Aufgabe erhalten, einen Schacht auf ein Kohlenflötz zu treiben, der nahe der Loire, nächst Chalonnes liegt, und über welchem zunächst Geschiebe der Loire in einer Mächtigkeit von 18 bis 20 m gelagert sind, in welchen das Wasser auf der gleichen Höhe, wie im Flusse selbst steht, so dafs es sich um einen Aushub unter Wasser handelte.

Hierbei kam Triger nun auf den Gedanken, eine eiserne Röhre von 1,80 m Durchmesser durch diesen wasserführenden Boden zu treiben, indem er sie, wie die Taucherglocke, nach unten offen, nach oben geschlossen, durch ununterbrochene Luftzufuhr wasserfrei hielt und zur Überwindung des Auftriebes mit Gewichten beschwerte.

Um diese Röhre Arbeitern zugänglich zu machen und das Aushubmaterial fördern zu können, versah er sie oben mit einer Kammer, welche durch 2 verschliefsbare Mannlöcher oder Türen, entweder mit der zu versenkenden Röhre nach unten oder mit der freien Luft nach oben, in Verbindung gesetzt werden konnte (s. Abb. 4 u. 5).

Abb. 4 u. 5.
Anordnung der Türen und Ventile in der Luftkammer.

Abb. 4. Abb. 5.



Zum Eintritt in die Röhre stieg man von aufsen in die Kammer, schlofs hinter sich die obere Tür und liefs durch Öffnen des Hahnes von unten Druckluft in die Kammer eintreten (s. Abb. 5), bis die Luftspannung derjenigen in der unteren Röhre gleichkam. Dann konnte die untere Tür geöffnet und an einer eisernen Leiter der Abstieg in die Röhre bewerkstelligt werden. Der Austritt geschah in umgekehrter Weise (s. Abb. 4).

Mit Rücksicht auf die Ähnlichkeit dieses Vorganges mit demjenigen, den man befolgt, um in einem Gewässer von einem tiefer liegenden Wasserspiegel in einen höher liegenden zu gelangen und umgekehrt und wozu man sich der sogenannten Kammerschleusen bedient, nannte er diese Übergangskammer „Luftschleuse".[4])

Die obere Kammer war grofs genug bemessen, um etwas Aushubmaterial aufnehmen zu können, welches mittels Kübeln aus der Tiefe in jene gehoben und nachher ins Freie befördert wurde.

[3]) A. Castor, Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 134.

[4]) Siehe § 11 unter a.

Über sein Verfahren richtete Triger an die Akademie der Wissenschaften eine ausführliche Beschreibung und hob namentlich hervor, wie dasselbe zur Erstellung schwieriger Gründungsarbeiten geeignet sei, indem es genüge, nach Versenkung der Röhre auf einen guten Baugrund, sie mit Beton oder Mauerwerk auszufüllen und z. B. einen Brückenpfeiler auf mehrere solche Röhren zu stellen.

Zur Zeit Trigers waren die sogenannten Senkbrunnen in Röhrenform schon bekannt, jedoch hat er ihre Versenkungsart mit dem Prinzipe der „Taucherglocke“ verbunden, aufserdem ist ihm aber auch die Vorrichtung zum steten Ein- und Austritt in die zu versenkende Röhre, d. h. die Erfindung der Luftschleusen, zu verdanken.

Bevor aber das von Triger empfohlene Verfahren eine praktische Verwertung fand, hatte der Engländer Dr. Pott[5]) ein Verfahren zur Erstellung von Gründungen erfunden und mehrfach angewendet, welches darin bestand, Röhren beliebiger Form und verschiedener Gröfse aus Gufseisen, infolge Herstellung eines luftverdünnten Raumes im Innern derselben durch den Druck der Luft in den Boden einzutreiben. Zu dem Zweck stellte er zunächst in grofsen Gefäfsen durch Auspumpen einen luftverdünnten Raum her und brachte diesen durch plötzliches Öffnen eines Hahnes mit den oben geschlossenen und in den Boden zu versenkenden Röhren in Verbindung. Die plötzliche Luftverdünnung, welche dadurch auch dort eintrat, hatte eine plötzliche Druckwirkung der äufseren Luft auf die Röhre zur Folge, die deshalb in den Boden einsank.

Nachdem Pott dieses Verfahren mehrfach zum Eintreiben von Röhren von 0,35 bis 0,76 m Durchmesser angewandt hatte, sollte es 1849 zum Eintreiben gufseiserner Röhren von 2,15 m Durchmesser für die Gründung des Pfeilers der Medway-Brücke bei Rochester[6]) benutzt werden. Da aber wegen Holz- und Steintrümmern, die man im Untergrunde antraf, die Röhren nicht mehr eingetrieben werden konnten, so entschlofs man sich hier, zum Triger'schen Verfahren überzugehen. Von diesem Zeitpunkte an fand dieses in Form der sogenannten Röhrengründung (s. unter B., § 1) sehr häufig Anwendung und findet sie wohl in ganz bestimmten Fällen auch noch heute. Eine grundsätzlich ganz abweichende Verwendung dieser Gründungsweise rührt von J. K. Brunel her, der sie beim Bau des Mittelpfeilers der Saltash-Brücke über den Tamarflufs zur Verwendung brachte.[7])

Er hatte in grofser Wassertiefe zunächst eine Schlammschicht von 5 m Mächtigkeit zu entfernen, um sein Fundament auf dem Felsen aufzubauen, der an der tiefsten Stelle 26,68 m unter dem Flutspiegel lag (s. Abb. 3 u. 4, Taf. VIII).

Hierzu erbaute er sich einen eisernen Ring von 10,67 m äufserem und 8,23 m innerem Durchmesser, der in einer Höhe von etwa 6 m mit einer gewölbten Decke aus Blech abgeschlossen war, die durch zwei Röhren durchbrochen wurde, von denen die eine oben mit einer Schleuse abgeschlossen und mit dem ringförmigen Raume verbunden war, wogegen die andere, oben offene, mit dem Mittelraume des Kastens in Verbindung stand. Beide reichten über den Wasserspiegel. Über dem unteren ringförmigen Zylinder befand sich oben ein solcher von 11,30 m Durchmesser, der auf den unteren wasserdicht aufgeschraubt war.

Dieser grofse eiserne Zylinder von 170 t Gewicht war am Lande zusammengesetzt und zwischen zwei Schiffen über die Pfeilerstelle geschwemmt worden. Hier wurde er auf den Boden hinuntergelassen, wobei das Wasser in die 3 Teile desselben eintreten konnte. Nun wurde durch Einpressen von Luft der ringförmige Teil trocken gelegt und, wie bei den Röhrengründungen, der Schlamm, der sich in ihm befand, unter Luftdruck allmählich bis auf den Felsen entfernt, so dafs dieser ringförmige Raum mit Mauerwerk, das sorgfältig auf dem Felsen aufgesetzt wurde, ausgefüllt werden konnte. Damit war auf dem wasserundurchlässigen Felsen ein wasserdichter ringförmiger Abschlufs erstellt, den die obere Blechwand bis über den Wasserspiegel verlängerte. Es genügte deshalb, den so abgeschlossenen Raum

[5]) Handbuch d. Ing.-Wissensch., Bd. I, 2. Aufl., Kap. VII, S. 372 und Bd. IV, 1. Aufl., Kap. XII, S. 3.

[6]) Allg. Bauz. 1858, S. 190.

[7]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, 2. Aufl., Kap. VII, S. 374.

durch Pumpen trocken zu legen, um zunächst auch im Mittelraume den Schlamm vom Felsen abräumen und den Pfeiler aufmauern zu können.

Dieses Verfahren bezweckte zunächst, den Pfeiler der Brücke mit einer einzigen Röhre auszuführen und suchte den Auftrieb in bescheideneren Grenzen zu halten, als wenn die ganze Oberfläche der Röhre trocken gelegt worden wäre, indem nur ein Ring mittels Luftdruck trocken gelegt zu werden brauchte.

Indessen fand dieses Verfahren keine Nachahmung, weil zum Gelingen ein wasserundurchlässiger Boden vorhanden sein mufs, um den durch den Ring abgeschlossenen Raum trocken legen zu können.

Trotzdem wurde der Gedanke nicht aufgegeben, die Pfeiler von Brücken nicht nur aus einzelnen Röhren, sondern aus einem einzigen Fundamentkörper zu bilden.

Durch den in Darmstadt als Geh. Oberbergrat verstorbenen Ingenieur Pfannmüller[8]) soll in der Mitte der fünfziger Jahre für Erstellung der Pfeiler einer Rheinbrücke, die bei Mainz vorgesehen wurde, eine Lösung gefunden worden sein, die zunächst nicht bei Ausführung dieses Baues, sondern bei Ausführung der Pfeiler der Kehler Rheinbrücke Verwendung fand, welch' letztere im Jahre 1859 unter Leitung des französischen Ingenieurs Fleur-St. Denis[9]) erbaut wurde.

Das in Kehl verwendete Verfahren bestand darin, dafs die Fundamentfläche zunächst durch verschiedene Kammern überbaut wurde, welche zusammen die ganze Fläche deckten, dafs ferner diese Kammern eine gemeinschaftliche eiserne Decke besafsen, in welcher sich die Einsteigeschächte für die Arbeiter und die Schächte für die Förderung des Aushubes befanden, dafs der übrige Teil der Decke mit Fundamentmauerwerk belastet wurde und zwar in ausreichendem Gewichte, um den Auftrieb des Wassers und die Reibung zwischen dem Erdboden und dem Fundamentkörper beim Versenken zu überwinden und endlich darin, dafs das Fundamentmauerwerk über der Decke, zum Schutze gegen das Wasser und gegen die Reibung mit dem zu durchsetzenden Erdboden, mit einem Blechmantel umgeben war (s. Abb. 14 u. 15, Taf. VIII).[10])

Während des Baues ergab sich, dafs die Kammern ohne Schaden durch eine einzige ersetzt werden können (Arbeitskammer oder Caisson von gleicher Ausdehnung wie das zu erstellende Fundament, s. unter B., § 2), deren Oberfläche somit derjenigen des Pfeilerfundaments gleichkommt, insofern die Abmessungen dieses letzteren nicht ganz ausnahmsweise grofs ausfallen. Damit war nun die Grundlage für eine praktische Verwertung der Erfindung Trigers und für ihre Ausbildung gegeben.

Diese Ausbildung äufserte sich darin, dafs man

1. den Bau und die Ausführung der eisernen Arbeitskammern allmählich zu vereinfachen und deren Eisengewicht zu verringern suchte (s. unter B., § 2),
2. einfache leichte und zweckmäfsige Luftschleusen für den Verkehr zwischen innen und aufsen zu bauen bestrebt war,
3. dafs man der Verbesserung der Luftpumpen seine Aufmerksamkeit zuwandte.

Neben diesen Bestrebungen wurden Versuche gemacht, die Arbeitskammern statt in Eisen einfacher in Holz auszuführen (s. Holzcaisson, § 2 unter B.) und zwar namentlich in Amerika, wo damals das Eisen sehr teuer, dagegen das Holz sehr billig war.

---

[8]) G. Pfannmüller, Plan zur Erbauung einer stehenden Brücke über den Rhein u. s. w. Mainz 1850; vergl. ferner: Gärtner, Entwickelung der pneumatischen Fundierungsmethode. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, Heft III u. IV.

[9]) A. Castor, Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 105.

[10]) Daselbst S. 108.

Endlich führte die Vervollkommnung der Bindemittel für Mauerwerk zu Versuchen, die Arbeitskammer vorzugsweise aus Mauerwerk und nur zum geringsten Teile in Eisen auszuführen (s. gemauerte Caissons, § 2 unter 3).

Aber noch in anderer Weise äufserte sich das fortschrittliche Bestreben. Bei unterseeischen Arbeiten, besonders dort, wo es sich blofs darum handelt, in tiefem Wasser auf den Boden des Gewässers zu bauen, oder sich wenigstens nicht tief in den Untergrund einzugraben, dagegen sehr langgestreckte Bauwerke (Kais) oder sehr ausgedehnte Gründungen (Docks und Schleusen) zu bauen, kehrte man wieder zu den ersten Anfängen der Druckluftverwendung zurück und schuf „Glocken" (s. unter C.), deren Ausbildung derjenigen der gewöhnlichen Arbeitskammern entspricht und versah sie mit Vorrichtungen, wie sie für den einzelnen Fall angezeigt erschienen. Ein Teil dieser Glocken nämlich ist den gewöhnlichen Arbeitskammern aus Eisen in allen Teilen nachgebaut und hängt an beweglichen Gerüsten, von denen aus ihre Senkung und Hebung mittels Gestängen und Hängeschrauben bewerkstelligt wird (s. unter C., § 6). Sie dienen bei kleinen Breitenabmessungen namentlich zur Erstellung von Mauern (Kais). Bei breiteren Glocken dagegen, deren Aufhängung an einem schwimmenden Gerüst nicht gut möglich ist, wurde ein Schwimmer, welcher die Schiffe zu ersetzen bestimmt ist, über der Arbeitskammer selbst angebracht und mit dieser fest verbunden (s. unter C., § 8). Wird dieser Schwimmer mit Luft gefüllt, so hebt sich die Glocke, während sie sich senkt, wenn er ganz oder teilweise mit Wasser gefüllt wird. Leicht lassen sich nun Einrichtungen treffen, welche es gestatten, bei nur teilweiser Wasserbelastung des Schwimmers die Glocke in jeder Wassertiefe zum Stehen zu bringen.

Beide Prinzipien der Glocken, sowohl die an Schiffen aufgehängten, als diejenigen mit eigenem Schwimmer, gestatten den ungenügenden Baugrund in tiefem Wasser zu beseitigen, wenn er keine allzugrofse Mächtigkeit besitzt und dann, auf dem festen Baugrunde angelangt, das Fundamentmauerwerk aufzubauen, wobei die Glocke, sei es mit dem Hebezeug von den Schiffen aus, sei es durch Auspumpen des Wassers im Schwimmer, nach Mafsgabe des Aufbaues gehoben wird.

Die Glocken können aber auch zu anderen unterseeischen Arbeiten dienen, namentlich zur Vertiefung von Hafenbecken in felsigem Untergrunde, oder zur Vertiefung von Wasserstrafsen in Flüssen mit wenig tief liegendem felsigen Boden.

Nach dieser kurzen geschichtlichen Darlegung des Entwickelungsganges der Druckluftgründungen gehen wir nunmehr in Folgendem zur Beschreibung der einzelnen Verfahren und der dabei erforderlichen Werkzeuge über.

B. Gründungen mit verlorener Arbeitskammer.

§ 1. Die Röhrengründungen. Wie in der geschichtlichen Einleitung schon erwähnt, gingen die Röhrengründungen aus dem Verfahren hervor, welches der französische Ingenieur Triger im Prinzip erfunden hatte und welches bei der Brücke von Rochester zum erstenmal zur Anwendung kam. Der ausführende Ingenieur Hughes (1851), der das dort anfänglich vorgesehene Verfahren nach Pott, mit Luftverdünnung, zum Versenken gufseiserner Röhren von 2,15 m Durchmesser anwenden sollte, wurde daran durch Holz- und Steinblöcke, die er im Boden fand, gehindert und schritt nun zur Versenkung seiner Röhren mittels Druckluft.

Abweichend von Triger hatten seine Röhren einen gröfseren Durchmesser (2,15 m statt 1,80 m) und bestanden aus gufseisernen Ringen, die mit Flanschen zu einer Röhre zusammengeschraubt und abgedichtet waren. Diese Röhren wurden lotrecht auf dem Flufsboden aufgestellt und oben mit einer Luftschleuse geschlossen, welche aus 2 Kammern bestand, deren jede eine von der anderen unabhängige Schleuse bildete, die im übrigen mit derjenigen übereinstimmte, welche Triger erfunden hatte.

Der Vorteil der Anwendung zweier Schleusenkammern bestand in der Möglichkeit, die eine mit der zu versenkenden Röhre in Verbindung zu setzen und mit Aushubmaterial zu füllen, während die andere mit der freien Luft in Verbindung stand, so dafs hier unterdessen das in ihr aufgespeicherte Aushubmaterial ins Freie entleert werden konnte, wodurch fortlaufende Arbeit erreicht wurde.

Um dem Auftriebe der Luft, welche das Wasser aus der zu versenkenden Röhre zu verdrängen hatte, entgegenzuwirken, war die letztere oben mit Querbalken versehen, auf welchen ein entsprechendes Eisengewicht aufgebracht war. Das Versenken dieser Röhren fand zwischen einem Gerüst aus eingerammten Pfählen statt, die mit hölzernen Zangen verbunden waren, welche in verschiedenen Höhen Böden trugen.

Dieses Verfahren fand zunächst in England und Frankreich Verbreitung, so namentlich durch den französischen Ingenieur Cézanne[11]), der im Jahre 1857, ungefähr in gleicher Weise, wie dies bei Rochester geschehen war, über die Theifs bei Szegedin eine Reihe von Pfeilern aus je 2 Röhren für die Brücke der österreichischen Staatsbahn erstellt hat (s. Abb. 1 u. 2, Taf. VIII).

Er verbesserte das Verfahren bei Erstellung einer Brücke über den Niemen bei Kowno[12]) 1859 (s. Abb. 5 u. 6, Taf. VIII), indem er den unteren Teil der gufseisernen Röhre durch eine Decke vom oberen Raume trennte.

Diese Decke war nur durch Steigeschächte durchsetzt, die oben mit den Schleusen abgeschlossen wurden, während der übrig bleibende Raum über der Decke mit Wasser gefüllt ward, wodurch eine Verminderung der aufzubringenden Belastung zur Ausgleichung des Auftriebes des verdrängten Wassers gegenüber den ersten Gründungen gleicher Art erzielt wurde.

Bei allen diesen Bauten wurden die Röhren nach vollendeter Versenkung mit Beton gefüllt, und zwar der untere Teil unter Luftdruck, und nach dessen Erhärtung der Rest in freier Luft.

Diese Gründungen boten aber eine ganze Reihe von Mifsständen. Ganz abgesehen von der Schwierigkeit, einen engen langen Zylinder lotrecht in gröfsere Tiefe zu versenken, wurde diese noch dadurch vermehrt, dafs, der Belastung wegen, welche über dem Wasser angebracht werden mufste, der Schwerpunkt der zu versenkenden Röhre sehr hoch fiel.

Ferner war man genötigt, nach Versenkung eines Röhrenstückes von einigen Metern Länge die Versenkungsarbeiten einzustellen, um die Verlängerung der gufseisernen Röhren vorzunehmen. Zu dem Zweck mufste die Luftschleuse abgenommen und, nach Verlängerung der Steigeschächte und des gufseisernen Mantels, wieder aufgebracht werden, dabei war die Luftschleuse ein Werkzeug von bedeutendem Gewicht und verlangte somit ein kräftiges Hebezeug.

---

[11]) Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 334. — Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 654.

[12]) Über das Nähere vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 370.

Dem Mifsstande der ungünstigen Belastung suchte der Unternehmer A. Castor bei Versenkung der Röhren für die Brücken in Argenteuil und Elboeuf über die Seine abzuhelfen[13]) (s. Abb. 7 bis 10, Taf. VIII).

Die Decke der Arbeitskammern erstellte er aus kegelförmig zusammenlaufenden gufseisernen Rippen und bildete zwischen letzteren, durch eingebaute Hausteine, einen kegelförmigen Raum (die Krinoline) aus, in dessen oberstem, engsten Teil die Förderröhre angebracht war (s. Abb. 8 u. 9).

Über die Krinoline und zwischen dem äufseren gufseisernen Mantel und der blechernen Steigeröhre wurde nun, statt der Belastung mit Wasser, Beton eingebracht und zwar, je nach Mafsgabe der Versenkung des Caissons, während der Verlängerung des gufseisernen Mantels und der Steigeröhren.

Doch konnte das Einbringen des Betons auch jederzeit durch die Luftschleuse geschehen, zu welchem Zweck die Steigeröhre nicht dicht bis unter die Luftschleuse sich erstreckte, sondern in einiger Entfernung unter derselben aufhörte, wodurch es möglich wurde, aus der Luftschleuse, sei es in die Krinoline oder aber auf den schon eingebrachten Beton hinunterzusteigen.

Die Luftschleuse selbst bestand aus 3 Teilen (s. Abb. 10, Taf. VIII), von denen der mittlere stets mit dem Innern des Fundamentkörpers in Verbindung stand und somit eigentlich blofs eine Verlängerung des Steigeschachtes bildete, wogegen die zwei seitlichen Teile je eine Schleuse darstellten. Damit war trotz eines einzigen Steigeschachtes die Möglichkeit eines Dauerbetriebes gegeben.

Allen Röhrengründungen haftet die Schwierigkeit an, die Röhren genau lotrecht in den Boden einzugraben. Sie sind im übrigen, mit Rücksicht auf die im Vergleich zur Höhe kleine Grundfläche, sehr empfindlich für Veränderungen im Flufsbett.

Es zeigt sich in der Tat sehr häufig, dafs bei Veränderungen im Talweg des Flusses die abgesenkten Röhren ein Bestreben zeigen, sich gegen die tiefste Stelle des Flufsbettes zu neigen, so dafs Spannungen im Gufsmantel und sogar Risse entstehen (Röhrenbrücke bei Ragaz über den Rhein).

In der Neuzeit ist man infolge dessen von dieser Gründungsweise zurückgekommen. Als einen erheblichen Vorteil kann man es indessen nicht bezeichnen, wenn, wie bei einer Brücke über den Doubs nächst Molay[14]), die zwei Brückenpfeiler aus je drei Röhren erstellt werden, bei denen der gufseiserne Mantel durch eine Verkleidung aus Hausteinen ersetzt war, welche im Boden durch einen leichten Blechmantel geschützt wurde.

Diese Ausführungsweise bot den einzigen Vorteil, dafs das Fundamentmauerwerk ununterbrochen, nach Mafsgabe der Versenkung, im Freien ausgeführt werden konnte, indem die Luftschleuse nicht, wie bisher, auf dem gufseisernen Mantel, sondern unmittelbar auf die Steigeröhre aufgeschraubt war.

§ 2. Arbeitskammern (Caissons) von gleicher Ausdehnung wie die zu erstellende Gründung.

1. Eiserne Caissons.

a) Mit allseitiger Blechwand. Wie in der Einleitung schon erwähnt wurde, begannen diese Gründungen mit dem Brückenbau in Kehl[15]), der unter der

[13]) A. Castor, Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 147.

[14]) Vom Verfasser für die Eisenbahn Dole-Chagny der P. L. M. (Linie Paris-Lyon-Mittelmeer) ausgeführt.

[15]) E. Vuignier et Fleur-St. Denis, Détails pratiques sur les dispositions générales et d'exécution du pont sur le Rhin à Kehl 1861; vergl. ferner Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 7.

Leitung des französischen Ingenieurs Fleur-St. Denis im Jahre 1859 durch den französischen Unternehmer Castor ausgeführt wurde (s. Abb. 14 u. 15, Taf. VIII).

Die Gründung bildete im Grundplan ein Rechteck von 23,20 m Länge und 7 m Breite und war durch 3 Zwischenwände in 4 gleich grofse Kammern von 3 m Höhe, 7 m Länge und 5,80 m Breite abgeteilt, von denen jede einzelne mit zwei Steigschächten für Personen und einem Förderschachte für den Aushub versehen war.

Diese vierteilige Kammer bestand aus Eisenblech und bildete einen unten offenen Kasten, dessen Decke mittels Querbalken das Gewicht des aufzubringenden Fundamentmauerwerks trug, welches gleichzeitig als Belastung diente. Kräftige Konsolen, welche gegen die Seitenwandungen lehnten, übertrugen die Last auf den Boden. Nach oben waren die äufseren Wandungen der 4 zusammenhängenden Arbeitskammern durch einen Blechmantel verlängert, der bestimmt war, das Mauerwerk über der Decke der Arbeitskammern gegen die unmittelbare Berührung und die Reibung mit dem Erdboden zu schützen.

Dieser Kasten wurde auf einem hölzernen Gerüst aufgestellt, welches sich unmittelbar über der Stelle befand, auf welcher die Gründung stattfinden sollte. Dieses Gerüst bestand aus 4 Reihen paralleler Pfähle, die mit Zangen untereinander verbunden waren und zwei Böden trug.

Mit Schrauben, die auf dem oberen Boden aufgebracht waren, und mit Hängestangen ward der Kasten vom Gerüst ins Wasser und allmählich, unter steter Ausmauerung des Raumes über der Decke der Arbeitskammer, mit zunehmendem Gewicht auf den Boden des Rheines hinuntergelassen. Bei einiger Sorgfalt konnte diese Arbeit ohne grofse Beanspruchung der Schrauben und des hölzernen Gerüstes durchgeführt werden, insofern man die Belastung mit Mauerwerk nicht weiter trieb, als der Auftrieb sie notwendig machte. Der Blechmantel über der Arbeitskammer konnte in diesem Fall als Fangkasten dienen und mufste sorgfältig ausgesteift werden, wenn das Mauerwerk unter dem Wasserspiegel zurückblieb. Sobald der Kasten auf dem Flufsboden stand, konnte die Einführung von Prefsluft in die Arbeitskammern, der Eintritt der Arbeiter in diese und der Aushub in Druckluft beginnen, mit dem die Aufmauerung über der Decke und die Verlängerung des Blechmantels und der Steigeröhren u. s. w. Schritt halten mufste. War der Kasten auf dem festen Untergrunde angelangt, so folgte die Ausfüllung der Arbeitskammer und der Steigschächte mit Beton.

Abweichend von allen früheren Gründungsarbeiten mit Druckluft fand hier die Förderung des Aushubes nicht durch die Luftschleusen statt, sondern diese dienten ausschliefslich zum Ein- und Austritt der Arbeiter. Eine besondere eiserne Förderröhre von 2,288 m Durchmesser, oben und unten offen, durchsetzte die Decke jeder der vier Arbeitskammern und reichte ungefähr 40 cm unter die untere Scheide derselben hinab, während sie nach oben stets über den Wasserspiegel des Rheines verlängert werden mufste. Diese Röhre war infolge dessen stets voll Wasser, welches von unten eindringen und sich auf die Spiegelhöhe des Rheines stellen mufste.

Mittels einer Lokomobile wurde in dieser Röhre eine senkrechte Baggerkette mit Eimern von 50 l Füllung bewegt und das Aushubmaterial nach oben gehoben, welches die Arbeiter in der Arbeitskammer lösten und in den Trichter warfen, der sich am Fufse der Röhre im Boden bildete. Oben entleerten sich die Eimer in eine hölzerne Rinne, welche den Aushub in Schiffe leitete, die an die Längsseiten des Gerüstes anlegten.

Schon bei Versenkung des ersten Gründungskörpers erwies sich seine Scheidung in vier Kammern nicht nur als unnötig, sondern sogar als unzweckmäfsig, so dafs die Mannlöcher, welche in den Scheidewänden zwischen den vier Kammern angebracht worden waren, bei den späteren Gründungen offen blieben.

Da sich überdies ergeben hatte, dafs der Aushub sich schneller bewerkstelligen liefs, als die entsprechende Aufmauerung, so erschien die Zahl der Luftschleusen, die in Kehl angebracht worden waren, zu grofs.

Bei den auf die Kehler Gründung folgenden Ausführungen an den Brücken über die Aare bei Bufswyl[16]) (1862), über die Weichsel bei Königsberg (1864) und bei Stendal (1868) wurde deshalb von den Scheidewänden vollständig abgesehen, die ganze Grundfläche mit einer einzigen Kammer überdeckt und die Zahl der Luftschleusen entsprechend beschränkt. Im übrigen wurde die Höhe der Arbeits-

---

[16]) Eisenbahnlinie Bern-Biel der damaligen bernerischen Staatsbahn, heute Jura-Simplon-Bahn.

kammern auf 2,20 m herabgemindert, wogegen die Balken, welche die Blechdecke trugen und welche in Kehl in die Arbeitskammern hineinreichten, über die Blechdecke verlegt und durch Einbringung von Beton zwischen ihnen gedichtet und versteift wurden.

Abb. 11 bis 13, Taf. VIII geben die Darstellung einer Arbeitskammer aus jener Zeit für die Gründung einer Etschbrücke nächst Rovigo.[17]) Da die Arbeitskammern der Brücke in Kehl und deren Nachbildungen ein sehr grofses Gewicht an Eisen erforderten und deshalb die Gründungen sehr teuer wurden, so war man bald bestrebt, diese Kosten durch Verminderung der Eisenteile zu ermäfsigen. In Europa geschah dies namentlich gestützt auf die Wahrnehmung, dafs gutes Mauerwerk, zwischen die Konsolen der Seitenwände der Arbeitskammern und zwischen die Balken der Decke eingebracht, zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Eisens und der Dichtigkeit der Nietungen wesentlich beitrage.

Man ging deshalb zunächst allmählich mit der Blechstärke für Decke und Seitenwände von 10 und 8 mm auf 6 und 5 mm zurück und fing an, bei gröfseren Gründungen die Deckenbalken und Konsolen der Seitenwände, die bisher in Vollblech ausgeführt worden waren, nunmehr als durchbrochene Träger zu bauen, wie dies bei den Arbeitskammern der Gründungen für die Wehre zur Schiffbarmachung der Seine zwischen Paris und Rouen, bei der Gründung des Pfeilers und der Widerlager der Garibaldi-Brücke über die Tiber in Rom[18]) (s. Abb. 1 bis 3, Taf. X) und bei der Gründung zweier Trockendocks im Kriegshafen von Toulon[19]) (s. Abb. 16, Taf. VIII) erfolgt ist.

Vollwandungen der Konsolen und Träger bieten, namentlich bei den ersteren, den Nachteil, dafs sie das Füllmauerwerk der Arbeitskammern in kleine Abschnitte teilen, so dafs gerade das Umfassungsmauerwerk, welches den gröfsten Teil der Last des Baues auf den Boden zu übertragen hat, aus einzelnen Stücken, statt aus einem zusammenhängenden Block besteht; wogegen die durchbrochene Ausführung der Konsolen, bei gutem Längsverbande und nachheriger Ausfüllung mit Beton längs des Umfanges einen äufserst widerstandsfähigen Ring aus mit Eisen verstärktem Mauerwerk bildet.

Bei der ausnahmsweise grofsen Ausdehnung dieser Gründungen erwies es sich als notwendig, die Arbeitskammern neuerdings, wie in Kehl, durch Scheidewände in mehrere Kammern zu teilen. Es geschieht dies indessen blofs, um das grofse Gewicht des aufzubringenden Mauerwerks nicht nur am Umfang auf den Boden übertragen zu müssen, sondern dasselbe auf eine gröfsere Länge verteilen zu können und um ferner allzuhohen Deckenbalken auszuweichen. Statt die Deckenbalken über die ganze Breite der Gründung zu legen, werden weite Arbeitskammern durch Querwände in kleine Kammern geteilt und die Deckenbalken nun von einer Querwand zur anderen gelegt, deren Entfernung entsprechend verkleinert werden kann.

Diese Querwände werden am besten, in Nachbildung der Konsolen der Seitenwandungen, aus durchbrochenem Gitterwerk erstellt und sofort zu ihrer Versteifung ausbetoniert; doch ist es zur Überwachung und richtigen Durchführung der Versenkungsarbeiten notwendig, dafs diese Querwände für den Verkehr der Arbeiter in der gesamten Arbeitskammer mehrfache Öffnungen erhalten. Als Querverbindung langer Fundamente bieten sie einen unschätzbaren Schutz gegen Verbiegungen.

---

[17]) Erbaut 1864/65, s. A. Castor, Appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 183.

[18]) Erbaut von C. Zschokke und P. Terrier 1885/86.

[19]) Entworfen vom Verfasser, erbaut von H. Hersent (Ouvrages executés au moyen de l'air comprimé).

Die grofsen Abmessungen der oben erwähnten Gründungen (Pfeiler der Garibaldi-Brücke in Rom, Widerlager der Garibaldi-Brücke in Rom, Trockendocks im Hafen von Toulon) gestatten natürlich nicht mehr, die Caissons an einem hölzernen Gerüst hängend an ihre Verwendungsstelle zu bringen. Die Gründungskammern der Garibaldi-Brücke wurden auf Anschüttungen über der Baustelle aufgestellt und der Caisson zum Trockendock in Toulon schwimmend an Ort und Stelle gebracht, nachdem er in einer Grube zusammengenietet worden war, die man längs dem Ufer ausgehoben hatte und durch Ausschöpfen trocken hielt. Darauf liefs man Wasser eintreten, brachte den Caisson zum Schwimmen und beseitigte den Erddamm, der die Grube vom Hafen trennte, durch Baggerung.

Ähnlich war das Verfahren bei Verwendung der Caissons zur Gründung des Leuchtturmes am „Roten Sand" in der Wesermündung[20]), der im Bremer Hafen gebaut und von dort an Ort und Stelle geschleppt wurde.

Der eigentliche Caisson, mit seiner Verlängerung über Wasser, geht im wesentlichen aus den Abb. 8 bis 11, Taf. IX hervor. Die an zwei Enden zugeschärfte Grundrifsform sollte sowohl bei der Beförderung nützlich sein, als auch später mit ihrer Schärfe nach Nordwest zeigend, den stärksten Wellenstofs unschädlich machen.

Die obere, während der Gründungsarbeiten nötige Blechwand diente auch hier bei dem Aufbau des eigentlichen Turmes als Fangkasten. Sie besteht aus der 8 mm und in der Höhe des Niedrigwassers 10 mm starken Blechhaut mit zahlreichen lotrechten und wagerechten Rippen. Die beiden Steven wurden noch stärker gebildet, als die lotrechten Rippen. Die mit Konsolen verstärkten Seitenwände, sowie die Zwischenräume der Decke und darüber noch ein Raum von 0,75 m Höhe, wurden schon im Hafen mit Beton gefüllt. Um vor der Ausfüllung mit Beton (siehe weiter unten) den ganzen Körper noch mehr zu versteifen, sind, wie aus Abb. 8 ersichtlich, noch zwei Querschotte bis etwa zur Niedrigwasserhöhe angebracht worden, die unten aus vollen Blechen, oben aus Gitterwerk bestanden. Sie dienten mit zur Unterstützung des Maschinenbodens (siehe gleichfalls weiter unten). Der Einsteigeschacht war mit einem Querrohr in Verbindung gebracht, wie Abb. 9 zeigt, und diente in seinem oberen, nicht verhüllten Teile als Schacht für einen selbstregistrierenden Flutmesser. Das Gewicht des schwimmenden Fundamentes betrug rund 740 t.

Zur Innehaltung des, mit Rücksicht auf die Ausfahrt durch die Hafenschleuse, auf 6,5 m beschränkten Tiefganges waren an dem Caisson an beiden Breitseiten zwei grofse, entsprechend geformte Blechkasten, die sogenannten Schwimmblasen B B, angebracht. Dieselben sind in Fig. 8 nur punktiert angegeben, da sie vor der Absenkung bereits entfernt wurden. Ihre Wasserverdrängung betrug bei 1 m Tauchung rund je 50 t. Die Blasen erfüllten übrigens auch den Zweck, das Schlingern und Gieren des schwimmend beförderten Caissons fast gänzlich zu verhüten.

Abb. 6. *Schwimmblase.*

Nachdem der letztere auf der Baustelle, durch Einlassen von Wasser mittels der Einlafsventile a, auf Grund gesetzt worden war, wurden auch die Blasen durch Anziehen der mittels einer Stange gekuppelten Wassereinlafs- und Luftauslafsventile mit Wasser gefüllt. Da sie, wie nebenstehende Abb. 6 zeigt, nur durch ihren Auftrieb mittels von unten her einhakender Krampen an der Caissonwand festgehalten wurden, so fielen sie nunmehr von selbst ab.

An den Steven des Caissons waren Anknüpfungsglieder mit Gelenken für Schleppvorrichtungen S angebracht (s. Abb. 9, Taf. IX).

Die Bolzen der Gelenkverbindung sollten zu ihrer Lösung mittels Ketten von oben bewegt werden. Bei der benutzten Schleppvorrichtung führten jedoch die Versuche, den Bolzen zu lösen, zu keinem Ergebnis.

Zur Ausgleichung des inneren und äufseren veränderlichen Wasserstandes, manchmal auch zur Abhaltung des Flutwassers, dienten die Ventile b.

Sämtliche Maschinen, nämlich Motoren, Krane, sowie die Kessel, mufsten, wie schon erwähnt, auf dem Caisson selbst aufgestellt werden. Da es nicht anging, die Maschinen u. s. w. von vornherein so hoch anzuordnen, dafs sie mit fortschreitender Versenkung genügend hoch über Hochwasser blieben, mufsten Einrichtungen getroffen werden, um sie stufenweise zu heben.

[20]) Vergl. Handb. d. Ingenieur-Wissenschaften, Bd. IV. 1. Aufl. Kap. XII, S. 23 u. Taf. VII, Fig. 7—10.

Diese Rücksichten, in Verbindung mit der Beschränkung, welche die geringe Grundfläche des Caissons (etwa 114 qm) auferlegte, haben zu den auf Taf. IX dargestellten Anordnungen geführt.

Der oberste Boden *H*, Kran- oder Hebeboden genannt, ist ein in Eisen ausgeführtes, mit Dielen abgedecktes Gerüst, welches an 4 Schraubenspindeln je nach Bedürfnis in die Höhe geschraubt werden konnte. Seine Führung erhielt es dabei durch vier I-förmige Führungsspanten, deren Verlängerung zum Aufhängen der Hebespindeln diente.

Auf diesem Boden fanden 2 Dampfdrehkrane mit Zwillingsmaschinen Aufstellung, welche beim Löschen der mit Eisenteilen, Beton oder Mauermaterial befrachteten Materialschiffe treffliche Dienste leisteten. Die Leistung eines jeden Kranes betrug unter normalen Verhältnissen (bequeme Verwendung, ruhiger Seegang) beispielsweise 200 Sack Beton zu 60 bis 65 Liter in der Stunde.

Der an Land trocken gemischte Beton wurde aufgewunden, durch die in Abb. 17 angedeuteten Trichter *T T* geschüttet und sodann im Caisson ausgebreitet.

Der Maschinenboden *M* ist ein aus Walzeisen hergestellter Trägerrahmen. Dieser Boden konnte wiederum, von dem vorher aufgestellten und abgestützten Hebeboden aus, an 4 lotrechten Pfosten geführt, mittels 4 Schraubenspindeln *m* nach Bedarf gehoben und alsdann, auf den in den Zeichnungen angedeuteten Gitterschotten, durch Vermittelung untergelegter Holzklötze festgestellt werden.

Von den beiden auf dem Boden aufgestellten Dampfkesseln ist der stehende nur selten und zwar als Reserve benutzt worden.

Die Luftschleuse *L* konnte mittels einer Spindel *l* gleichfalls vom Hebeboden aus gehoben werden. Sie besafs zwei Betonröhren, gleichzeitig als Einsteigeschächte dienend, zwei Materialschleusen und eine vom Kompressor aus zu betreibende Fördermaschine. Die letzteren Vorrichtungen kamen indessen nicht zur Anwendung, da die vorhandenen sechs „Sandgebläse“ (s. § 11) *G*, von denen in der Regel nur eines im Betriebe war, genügend wirkten.

Die Arbeiten während der Herstellung des Fundamentes bildeten einen stetigen Wechsel zwischen Betonierung, Mauerung, Heben des Hebebodens, der Luftschleuse, des Maschinenbodens und Feststellen aller dieser Einrichtungen, welche Arbeiten, bei 3 m Hub, beiläufig eine Zeit von 50 bis 60 Arbeitsstunden erforderten, wonach schliefslich die Absenkung mittels Druckluft erfolgte.

Aufser den im vorhergehenden beschriebenen Vereinfachungen folgten bald weitergehende Änderungen in der Anlage von Caissons.

b) Die Ersparung der Deckenbleche der Arbeitskammern. Bei eisernen Caissons, welche für die Widerlager von Brücken am Lande aufgestellt und hier in den wasserführenden Boden versenkt werden, können im allgemeinen die Deckenbleche erspart werden.

Man gewinnt dadurch, zwischen der Ausmauerung in der Arbeitskammer und der Mauerung zwischen den Balken der Decke, einen unmittelbaren Zusammenhang.

In vielen Fällen, namentlich bei Erstellung von Trockendocks, wird die Verbindung dieser zwei Mauerwerksschichten von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Weil bisher zwischen dem Mauerwerk in der Arbeitskammer und der eisernen Blechdecke derselben keine enge Verbindung hergestellt werden konnte, da das Blech eine glatte Fläche bietet und oft noch einen Farbanstrich trägt, so dringt unter diese Blechdecke, und zwar von der Caissonwand herkommend, Wasser ein, welches mit dem Wasser im umliegenden Boden in Verbindung steht. Unter diesen Umständen widersteht das Mauerwerk in der Arbeitskammer nicht vereint mit dem überliegenden Mauerwerk dem Auftriebe des Wassers und darf daher nicht mit in Rechnung gebracht werden. Fällt dagegen die Blechlage der Decke weg, so läfst sich mit Leichtigkeit der innige Verband zwischen dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer und demjenigen zwischen den Deckenbalken bewerkstelligen, wodurch man den Vorteil erreicht, dafs nun das gesamte Mauerwerk gemeinsam dem Auftrieb entgegenarbeitet.

Der erste Versuch, das Deckenblech wegzulassen, fand im Jahre 1882 in Chateau-Thierry bei den Eisencaissons der zwei Landpfeiler einer Brücke über

die Marne statt[21]); in ausgedehnterer Weise aber namentlich bei der Versenkung eines Caissons von etwa 1200 qm Grundfläche für die Verlängerung des Trockendocks in Livorno[22]), (s. Taf. XI, Abb. 1). Der grofse Caisson erhielt die in den Abb. 2 bis 14, Taf. XI angegebene Form und wurde durch vier Querwände in fünf Kammern geteilt, über welche die Deckenbalken von nur 1 m Höhe im Längensinne des Caissons, somit quer zu den einzelnen Kammern, gelegt wurden. Die ganze Anordnung der Eisenteile der Konsolträger, welche die Wandungen bilden, und der Balkenlage der Decke, zeigt das Bestreben, die Verwendung von Blech möglichst zu meiden und die unvermeidlichen Eisenteile so anzuordnen, dafs sie allseitig von Mauerwerk umgeben werden, so dafs durchgehende Flächen, innerhalb welcher das Wasser in den Mauerkörper eintreten könnte, wegfallen.

Statt der Blechdecke wurden zwischen den Balken der Decke nun zunächst flache Kappen aus Backsteinen eingewölbt, und auf diese Unterlage bis zur Höhe der Deckenbalken wurde Beton aufgebracht. Zur Förderung eines innigen Verbandes zwischen den Backsteingewölben und dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer wurden die Backsteinflächen beim Ausmauern sorgfältig mit Wasser bespritzt und möglichst roh ausgeführt.

Eine Undichtigkeit der Arbeitskammer, infolge des weggelassenen Deckenbleches, hat sich nicht fühlbar gemacht; ebensowenig sind Risse in der Decke entstanden, indem dafür gesorgt war, dafs die wagerechten Kräfte in der Ebene der Decke durch einzelne Diagonal- und Längsverbindungen aufgenommen wurden.

Bei kleineren Caissons kann das Gewölbe aus Backsteinen wegfallen, und es reicht vollständig hin, zwischen den Balken der Decke eine auch unten wagerecht abgeglichene Betonschicht einzubringen. Dies ist namentlich zulässig, wenn der Beton mit Zementmörtel ausgeführt wird, was in Livorno nicht der Fall war, indem dort als Mörtel ausschliefslich ungemahlene Puzzolanerde von Rom, gemengt mit fettem Kalk, verwendet wurde, welcher Mörtel in Bezug auf Festigkeit erfahrungsgemäfs dem Zementmörtel bedeutend nachsteht.

Wenn die Gründung nicht vom festen Lande ausgeht und der Caisson somit nicht unmittelbar auf dem Boden über der Baustelle vorbereitet werden kann, sondern über Wasser auf einem Gerüst zusammengesetzt werden mufs, um dann an Hängeschrauben auf den Boden des Wasserlaufes allmählich hinuntergelassen zu werden, so erscheint das Weglassen des Deckenbleches nicht angezeigt. Man müfste nämlich in diesem Falle an dem Gerüst ein zu grofses Mauergewicht aufhängen, was gerne vermieden wird, und überdies das Mauerwerk der Decke einem starken Auftrieb aussetzen, was ebensowenig ratsam wäre.

Will man trotzdem auch in diesem Falle die unmittelbare, innige Berührung des Mauerwerks zwischen den Deckenbalken und dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer erzielen, so mufs man die Deckenbleche derart anbringen, dafs sie, nach vollendeter Versenkung und vor Ausfüllung der Arbeitskammer, wieder entfernt werden können (s. Abb. 7 bis 9, S. 327). Man wird zu diesem Zweck am besten die einzelnen Blechtafeln nach der Arbeitskammer hin mit Winkeleisen säumen, so dafs deren Verbindung mit den Deckenbalken und untereinander mittels Schrauben bewirkt werden kann. Die Verbindungsschrauben mit der Decke gehen beim Abschrauben der

[21]) Vom Verfasser ausgeführt.

[22]) Von C. Zschokke und P. Terrier ausgeführt.

Abb. 7 bis 9. *Arbeitskammer mit beweglichen Deckenblechen.*

Abb. 7. Ein Viertel des Grundrisses. M. 1:50.

Abb. 8. Schnitt *a b*. M. 1:5.

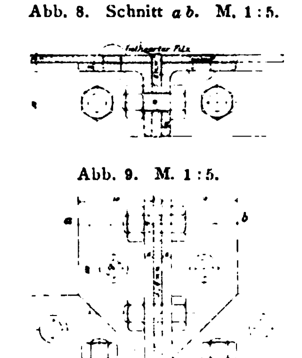


Abb. 9. M. 1:5.

Mutter, welche nach der Arbeitskammer hin liegen mufs, verloren, dagegen bleiben die zur Verbindung der einzelnen Platten dienenden Bolzen erhalten.

Zur Dichtung zwischen den einzelnen Platten genügen dünne Holzlatten; besser jedoch sind Packungen aus Teerschnur oder Streifen von geteertem Filz oder von Kautschuk.

Um die einzelnen Blechplatten durch die Kamine und Schleusen leicht aus der Arbeitskammer herausnehmen zu können, legt man sie am besten nach der in der Zeichnung angegebenen Weise an (s. Abb. 7), welche es gestattet, alle denkbaren Abmessungen zu verwenden.

c) Die Ersparung der Wandbleche der Caissons. Braucht man der Entfernung des Deckenbleches keinen Wert beizulegen, was bei allen Gründungen der Fall ist, die ausschliefslich einen dem Auftrieb wesentlich überlegenen lotrechten Druck auf den Boden zu übertragen haben, wie z. B. Fundamente von Brückenpfeilern oder Kaimauern, und ist man darauf angewiesen, die eisernen Caissons schwimmend über den Ort der Verwendung zu führen, so hat man keinen Grund, die Deckenbleche zu vermeiden, wird dagegen, aus Gründen der Standsicherheit und der Ersparnis wegen, gerne das Mauerwerk zwischen den Konsolträgern der Wandungen schon am Lande ausführen..

In diesem Falle lassen sich die Wandbleche ersparen und die Konsolträger entsprechend vereinfachen.

Ein Beispiel dieser Ausführungsweise liefern die Caissons zum Bau der Kaimauern in Bordeaux[23]) (Abb. 10 bis 13, S. 328). Die Konsolträger bilden hier blofse Rahmen, welche im Längssinne untereinander verbunden sind und denen ein breiter Fufs gegeben wurde, um die Mauerstärke der Arbeitskammerwandungen im allgemeinen zu vermehren und dagegen das Wandblech fortlassen zu können.

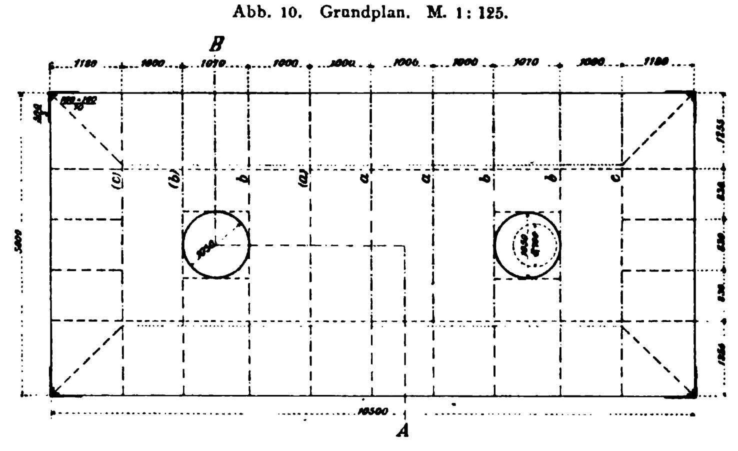
Diese Caissons wurden am Lande erbaut und schwimmend an die Baustelle gebracht, wozu die Eisenteile auf dem Boden eiserner Wagen (Taf. XII, Abb. 1 u. 2), zusammengestellt und daselbst die Wandungen ausgemauert wurden. Diese Wagen liefen mittels Schienen auf einer schiefen Ebene, welche einerseits soweit als möglich unter den Ebbewasserstand hinunter-, andererseits über jede Hochflut hinaufreichte.

Zum Bewegen der Wagen dienten Flaschenzüge, die in Rinnen im Boden liefen und deren Ketten auf Winden aufgerollt waren und von dort aus betrieben wurden. Nachdem der Caison zusammengesetzt, auf seinem Brückenwagen ausgemauert und das Mauerwerk genügend erhärtet war, wurde der Wagen

[23]) Von C. Zschokke und P. Terrier ausgeführt.

Abb. 10 bis 13. *Kaimauern von Bordeaux.*

Abb. 10. Grundplan. M. 1 : 125.



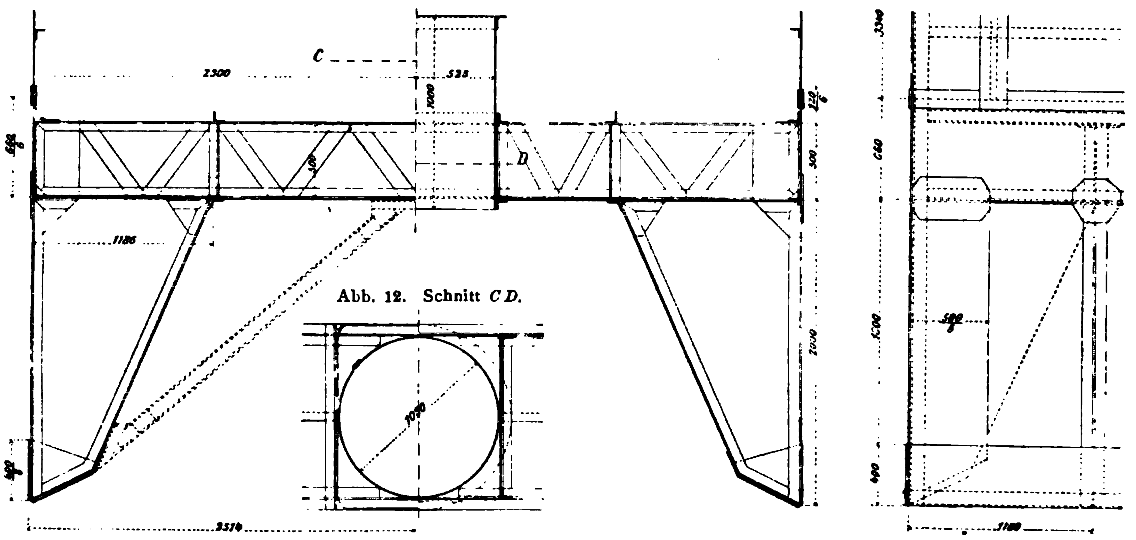


Abb. 11. Schnitt *A B*. M. 1 : 50.

Abb. 12. Schnitt *C D*.

Abb. 13. Teil der Ansicht. M. 1 : 50.

bei Ebbe soweit als möglich hintergelassen, so dafs der Caisson bei steigender Flut bis über die Decke der Arbeitskammer ins Wasser zu tauchen und somit zum Schwimmen kam, wenn das Gewicht des über der Decke verdrängten Wassers mehr betrug, als das Gesamtgewicht des Eisens und des Mauerwerks, das die Wandungen der Arbeitskammer bildete. Er konnte dann über seinen Bestimmungsort geschwemmt werden, wogegen der Wagen, seiner Last entledigt, mit den Winden und Flaschenzügen wieder über die Höhe des Flutwassers heraufgezogen wurde, um einen neuen Caisson aufzunehmen.

Solcher Brückenwagen bestanden nur zwei, dagegen war Fürsorge getroffen worden, dafs man dicht neben ihnen die Eisenteile eines Caissons zusammenstellen und mit Leichtigkeit auf eisernen Schienen auf die Wagen schieben konnte, so dafs blofs noch die Mauerung auf dem Brückenwagen auszuführen war. Zur Förderung der Arbeit war der Raum über den zwei Brückenwagen mit einem Dache überdeckt, so dafs jederzeit gemauert werden konnte.

Um die Dichtigkeit dieser Caissons ohne Wandbleche zu sichern, mufs das Mauerwerk sorgfältig in guten Steinen, mit gutem Mörtel und mit einem inneren Zementverputz ausgeführt werden. Bei sorgfältiger Mauerung reicht gutes Verfugen der inneren Mauerfläche vollständig aus. Zur Abdichtung des Wandmauerwerks der Arbeitskammer gegen die Deckenbleche bringt man zweckmäfsig einzelne Öffnungen in den letzteren

über dem Mauerwerk an und giefst, um alle Hohlräume auszufüllen, durch diese Zementmilch ein.[24])

In Amerika hatte man von Anfang an die Erstellung der Caissons in anderer Richtung entwickelt, indem sie in Holz ausgeführt wurden.

2. Die hölzernen Caissons. Das bedeutendste Beispiel dieser Bauart bildet die Gründung der Widerlager der East-River-Brücke zu New-York 1870/1871, die durch Roebling ausgeführt wurde (s. Abb. 5 bis 7, Taf. IX).[25])

Der Caisson wurde sowohl in den Seitenwänden, als in der Decke durch kreuzweise dicht übereinander gelegte Lagen von Hölzern gebildet; auf der New-Yorker Seite erreichte die Decke des Senkkastens die bedeutende Stärke von 6,7 m. Der untere, 2,9 m hohe Arbeitsraum war durch 5 starke, die Decke abstützende Sprengwerke, welche Querwände bildeten, in sechs nicht ganz gleiche Abteilungen geteilt, die durch Öffnungen immerhin miteinander in Verbindung standen. Die oberen Lagen der Deckenhölzer waren in Beton verlegt.

Bei dem Senkkasten des Pfeilers auf der Brooklyner Seite, welcher zuerst versenkt wurde, hatte man die Innen- und Aufsenwände auf 1,50 mm Tiefe kalfatert und aufserdem zwischen die 4. und 5. Holzlage durchgehende Zinkbleche gelegt, um den Abschlufs nach oben möglichst luftdicht zu bekommen.

Aufserdem waren Wände und Decken des Innenraumes mit einem Anstrich aus Harz, Öl und Spanisch Braun versehen worden. Die untere Schneide bestand aus einem Balken von Eichenholz von quadratischem Querschnitt, unter welchem ein Gufseisenstück von halbkreisförmigem Querschnitt mittels umgelegtem Kesselblech befestigt war. Trotzdem man also nur wenig Eisen verwendet hatte, enthielt der Brooklyner Senkkasten doch 250 t dieses Materials, hauptsächlich in den zahlreichen Bolzen, welche zur Befestigung der Hölzer untereinander dienten; letztere hatten 11000 cbm Inhalt.

Mit diesem nur aus Holz hergestellten Caisson machte man übrigens üble Erfahrungen, indem er während der Versenkungsarbeiten nicht weniger als siebenmal in Brand geriet; einen dieser Brände konnte man nur dadurch bewältigen, dafs man den Caisson für mehrere Tage unter Wasser setzte.

Um die Feuergefährlichkeit zu vermeiden, bekleidete man Wände und Decke des Caissons für den New-Yorker Pfeiler mit einem dünnen Blechmantel, welcher allein 81 t wog. Dazu kamen für Bolzen 180 t Eisen, ohne Schachtrohre, Schleusen und gufseiserne Schneide.

Die Caissons wurden am Strande auf Hellingen gebaut; den Brooklyner untersuchte man schwimmend auf seine Dichtigkeit, indem man durch verdichtete Luft das Wasser aus demselben verdrängte. Dieser Versuch gelang in kurzer Zeit und hob sich dabei der Caisson um 0,43 m.

In neuerer Zeit macht man die Decken der hölzernen Caissons in Amerika wesentlich schwächer.

Die Erfahrungen, welche man in Amerika gemacht hat, waren nicht ermutigend genug, um in Europa, wo das Holz weit teurer ist, diese Bauart nachzuahmen.

Versuche in der Schweiz, bei der Gründung der Pfeiler einer Brücke über die Aare in Wildegg[26]), wo man versucht hatte, die inneren Konsolen durch Holz zu ersetzen, während der Caisson im übrigen aus Eisen bestand, was den Vorteil bieten

---

[24]) Bei der Gründung der Pfeiler für die Strafsenbrücke über die Havel zwischen Spandau und dem Eiswerder wurden, mit Rücksicht auf die grofse Tiefe des festen Baugrundes (19 m unter Mittelwasser) von der Gesellschaft Harkort in Duisburg a. Rh. zur Gewichtsverminderung des Caissons, statt der Fundamentmäntel, mit Holzbohlen verschalte eiserne Gerippe in Form einer Fachwerkpyramide verwendet, deren Ständer selbst zu Teilen der Kettengestänge ausgebildet waren und dem Fortschritt der von einem festen Gerüst aus erfolgenden Absenkung entsprechend, in Fachhöhen von 2,7 m angesetzt wurden. Nach Erreichung des festen Baugrundes und nach Ausfüllung der Arbeitskammer mit Beton, wurde auch der vom Fachwerkpfeiler gebildete Raum zwischen den Bohlenwänden mit Beton ausgefüllt und dadurch der bis 2 m über die Flufssohle sich erhebende Grundbau für den Brückenpfeiler gebildet, der zwischen abnehmbaren Erhöhungen der Fundamentummantelung im Trockenen aufgebaut wurde (s. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 65).

[25]) Deutsche Bauz. 1873, S. 319. — Ann. des ponts et chaussées 1874, I. S. 352. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 122.

[26]) Erbaut als Strafsenbrücke 1869.

sollte, dieses Holz beim Ausbetonieren der Arbeitskammer wieder entfernen zu können, haben nicht zu günstigen Ergebnissen geführt und fanden keine Nachahmung.[27])

3. Die gemauerten Caissons. Weit mehr Erfolg hatten die Caissons, die in Mauerwerk ausgeführt wurden, und die sich namentlich einer grofsen Verbreitung zu erfreuen haben, seitdem der hydraulische Kalk und der Zement in so vorzüglicher Weise hergestellt werden.

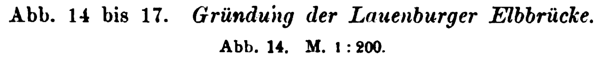
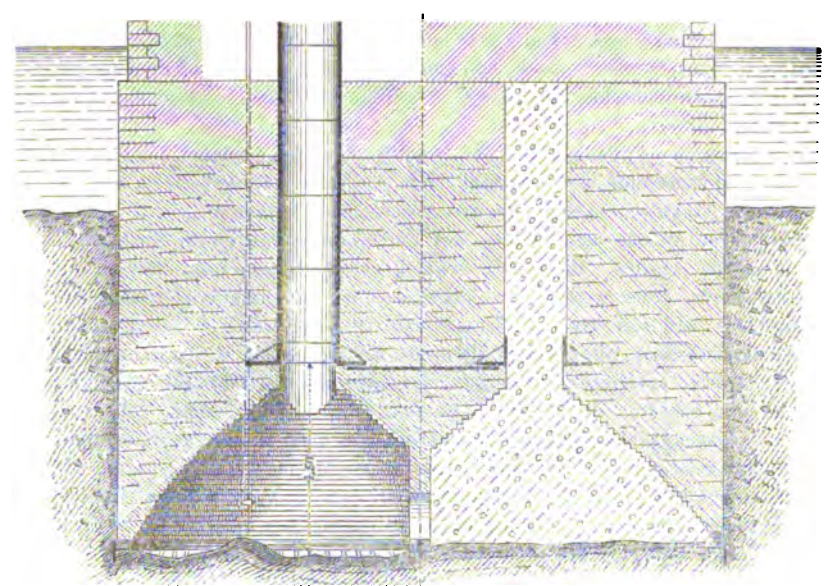


Abb. 14 bis 17. *Gründung der Lauenburger Elbbrücke.*

Abb. 14. M. 1 : 200.



Fundamenttiefe bis 12 m unter N.W.

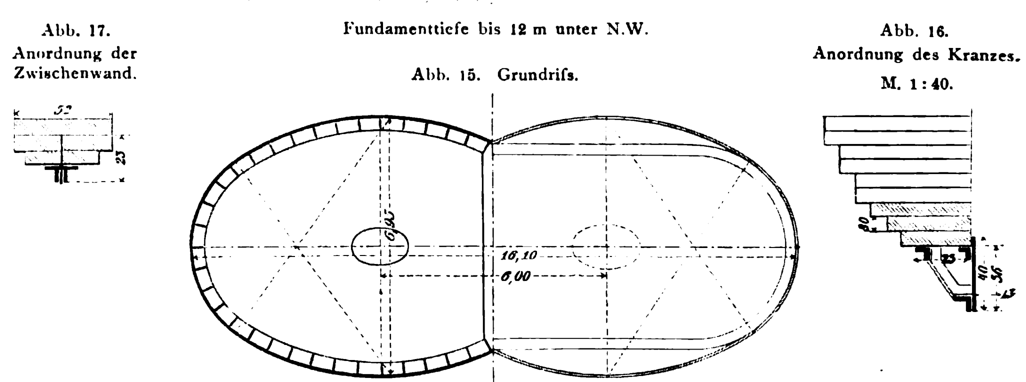


Abb. 17. Anordnung der Zwischenwand.

Abb. 15. Grundrifs.

Abb. 16. Anordnung des Kranzes. M. 1 : 40.

Der erste gröfsere Versuch zur Erstellung von Arbeitskammern (Caissons) aus Mauerwerk wurde durch die Bauunternehmer Klein, Schmoll & Gärtner bei Erbauung der Lauenburger Elbbrücke (1877) gemacht, wo man anfänglich für jeden Pfeiler je zwei einzelstehende zylindrische Röhren vorgesehen hatte.[28])

Nachdem zwei Pfeiler in dieser Weise gegründet worden waren, entschlofs man sich, den übrigen Pfeilern ein zusammenhängendes Fundament zu geben.

[27]) Über die Anwendung hölzerner Caissons für die Pfeilergründung der Strafsenbrücke über die Oder bei Niederwutzen s. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 1898.

[28]) Vergl. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, 2. Aufl., Kap. VII, S. 380, ferner Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 41 und Deutsche Bauz. 1881, S. 100 u. 105.

Als Grundform wurden (s. Abb. 14 u. 15) zwei sich schneidende Ellipsen mit 10,10 m grofser Achse und 6,95 m kleiner Achse gewählt, bei einer Gesamtlänge des Arbeitsraumes von 16,10 m und einer Grundfläche von 94,3 qm.

In der Schnittlinie der Ellipsenflächen ist jeder Mauerkörper durch eine Quermauer auf eisernen Trägern oder Ankern verspannt und die Verbindung der beiden dadurch entstandenen Abteilungen durch eine in der Zwischenwand ausgesparte Öffnung hergestellt.

Als Unterlage für das Mauerwerk diente ein eiserner Brunnenkranz (s. Abb. 16 u. 17), welcher drei übereinanderliegende, vorkragende Bohlenkränze trug, auf welchen nun in Backstein bei stetem Vorkragen der oberen Schichten gegenüber den unteren, eine gewölbeartige Arbeitskammer hergestellt wurde.

Diese etwas umständliche Bauform wurde nicht mehr nachgeahmt, wogegen, nach den Angaben des Verfassers, durch den französischen Ingenieuer Séjourné beim Bau der Flutbrücke über das Tal der Garonne bei Marmande (1880) eine weit einfachere Form der Arbeitskammern gewählt wurde[29]) (s. Abb. 4 bis 11, Taf. X).

Die Widerlager erhielten hier die gewöhnliche rechteckige, die Pfeiler eine elliptische Grundform. Auch hier wurde ein schmiedeiserner Brunnenkranz angewandt, über den eine Bretterlage folgte, auf welcher nun unten in Backsteinen, sobald die Mauer gröfser wurde in Bruchsteinen und im Scheitel in zugerichteten Steinen eine spitz zulaufende Überwölbung hergestellt wurde, wie sie aus den verschiedenen Querschnitten hervorgeht.

Die Ersparnis bei diesen 15 Pfeilern und Widerlagern gegenüber den gewöhnlichen eisernen Caissons war erheblich, ohne dafs irgendwelche nennenswerte Mifsstände entstanden wären.

Seither hat der Verfasser Gelegenheit gefunden, mehrfache Gründungen nach dem nämlichen Grundsatze durchzuführen oder zu entwerfen; unter anderem die Fundamente für einen Stiegenbau flufsabwärts der Garibaldi-Brücke am linken Tiberufer in Rom, vier weitere zum neuen Pumpenhause für das Trockendock in Livorno (Abb. 3 bis 6, Taf. XII) und die zwei Widerlager der neuen Reufsbrücke in Luzern (Abb. 7 bis 11, Taf. XII) und zahlreiche Gründungen bei Wasserwerken in der neuesten Zeit.

In allen diesen Fällen war die Grundform rechteckig und das Mauerwerk wurde auf einen eisernen Rahmen gestellt, welcher namentlich den Zweck hat, den Fufs so zu gestalten, dafs auch bei schwierigem Boden, wie man ihn in Moränen findet, etwa vorkommende Felsblöcke mit Leichtigkeit entfernt werden können. Es ist dies nur dann möglich, wenn eine Schneide und nicht eine Fläche die Wandungen am Fufse begrenzt.

Um nun zu verhindern, dafs der so entstehende keilförmige Unterbau durch Baumstämme oder grofse Steine, die man im Boden trifft, herausgedrückt werde, verankert man ihn mit dem Mauerwerk.

Was zunächst den eisernen Schuh anbetrifft, so ist dieser in Luzern etwas breiter als in Livorno, weil in letzterem Falle nur feiner Schlammsand zu durchdringen war, während in Luzern ziemlich grober Kiesboden vorlag und man sich sogar darauf gefafst machen mufste, gröfsere Felsblöcke anzutreffen. Die Befestigung der Schuhe am Mauerwerk geschah in Livorno mit Hilfe von Flacheisen, welche längs der Aufsenseite des Mauerkörpers in Entfernungen von 1,20 m von Mitte zu Mitte bis zu 3,40 m über die Schneide des Schuhes hinaufreichten und in Abständen von etwa 0,40 m mittels kurzer eiserner Anker mit dem Mauerwerk verbunden waren. Diese Zugbänder wurden an ihren oberen Enden noch einmal an einen rechteckigen Rahmen angenietet, der quer zur Länge des Mauerklotzes durch Zugbänder zusammengehalten wurde.

[29]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 92.

Überdies waren durch den Schuh starke Ankerbolzen in Abständen von 1,20 m gezogen, welche bis zu den Querzugbändern des oberen Rahmens hinaufreichten, dort angespannt werden konnten und somit das Mauerwerk der Wandungen so ziemlich in der Mitte durchzogen.

In Luzern kamen diese Anker in Wegfall, dagegen wurden die äufseren Zugbänder beibehalten und, ihnen entsprechend, solche auch auf der Innenseite der Wandungen angebracht. Der obere Rahmen zur Befestigung der äufseren Zugbänder fiel vollständig fort, wogegen die inneren Zugbänder an der Decke der Arbeitskammer an einen Rahmen geheftet wurden, der seinerseits mit Ankern am Deckenmauerwerk aufgehängt war.

Während die langen Anker, die in Livorno den Schuh an das Mauerwerk der Wandungen befestigten, ziemlich schwierig anzubringen waren, haben sich die inneren und äufseren Zugbänder in Luzern bewährt; doch dürfte es zulässig sein, das Zusammenfassen der inneren Zugbänder unter der Decke fallen zu lassen und sich damit zu begnügen, die Schuhe blofs mit inneren und äufseren Zugbändern, in Abständen von etwa 1 m, unmittelbar an die Wandungen zu verankern.

Abweichend von den gemauerten Arbeitskammern, die in Marmande und anderwärts ausgeführt worden sind, gehen in den drei oben bezeichneten Bauten die Wandungen nicht etwa in eine Gewölbedecke über, sondern es unterstützen die, unter der Decke 1,15 m starken, Wandungen eine wagerechte Decke, sodafs die Bauart der Arbeitskammer derjenigen eines eisernen Caissons nachgebildet ist.

Die Mauerstärke dieser eigentlichen Decke, d. h. desjenigen Teiles des Mauerwerks über der Arbeitskammer, welcher in einem Gusse gleichzeitig mit den Wandungen hergestellt wurde, betrug in Livorno 1,14 m, bei einer Gesamtbreite des Fundamentklotzes von 3 m, wogegen in Luzern, bei einer Gesamtbreite des Fundamentes von 4,50 m und somit einer Breite von 2,20 m zwischen den Konsolen, die Decke blofs 1 m stark war.

Dieser Unterschied ist dadurch gerechtfertigt, dafs in Livorno der ganze Fundamentklotz in Beton aus ungemahlener Puzzolanerde ausgeführt war, wogegen er in Luzern aus Beton in Zementmörtel bestand.

Mörtel aus Puzzolanerde, auch wenn er mit der möglichsten Sorgfalt, nach den in Italien gebräuchlichen Anschauungen und Mischungsverhältnissen, ausgeführt wird, steht aber sehr wesentlich einem Mörtel aus hydraulischem Kalk oder Zement nach, wie dies die neuen Versuche von Professor Tetmajer ergaben. Auch gegenüber einem Mörtel aus feingemahlenem Trafs steht der beste Mörtel aus römischer und neapolitanischer ungemahlener Puzzolanerde weit zurück, was auf die Ungleichheit des Kornes und auf die sehr zahlreichen Verunreinigungen desselben zurückgeführt werden mufs. Namentlich bietet solcher Mörtel durchaus keinen Widerstand gegen Zugspannungen und eignet sich deshalb nur zu Bauzwecken, bei denen eine gleichmäfsig verteilte Belastung auf den Boden übertragen werden mufs.

Trotzdem ist in Livorno bei den im vorliegenden Falle vorgesehenen Abmessungen kein Übelstand eingetreten.

In Luzern haben sich die gewählten Abmessungen als vollständig hinreichend erwiesen und mit dem Ausschalen des Betonblockes und mit dem Versenken desselben konnte schon zehn Tage nach seiner Anfertigung begonnen werden.

Als im Laufe der Versenkung des linksseitigen Widerlagers in Luzern, infolge stark schiebender Bodenschichten, eine Klemmung des Fundamentes vorgekommen war, konnte diese nach einigen Vorarbeiten dadurch behoben werden, dafs man plötzlich alle Prefsluft aus der Arbeitskammer austreten liefs. Auch diese Probe, welche einer heftigen und plötzlichen Schlagwirkung gleichkommt, wurde von dem Mauerwerk ohne allen Schaden ertragen.

Abb. 18 bis 20. *Gründung des Trockendocks bei Cadix.* M. 1 : 1250.

Abb. 18. Grundrifs des Grundbaues.

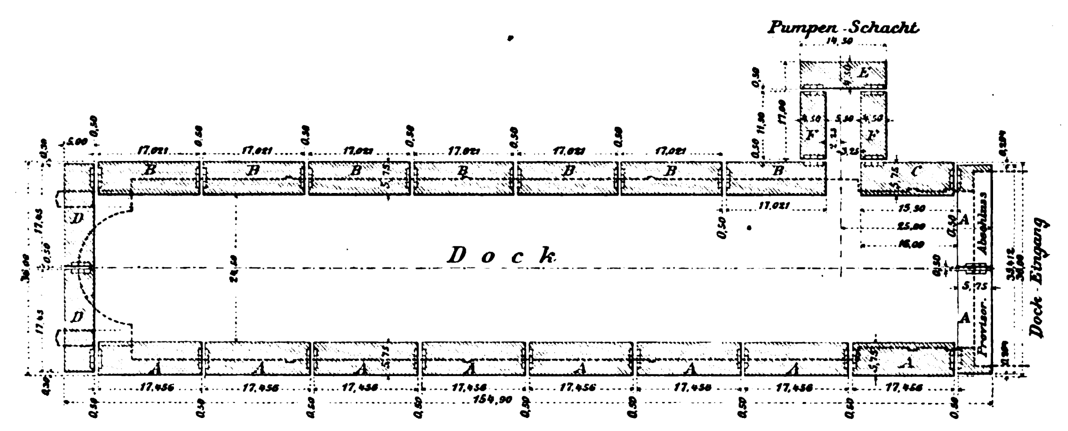


Abb. 19a. Grundrifs. M. 1 : 150.

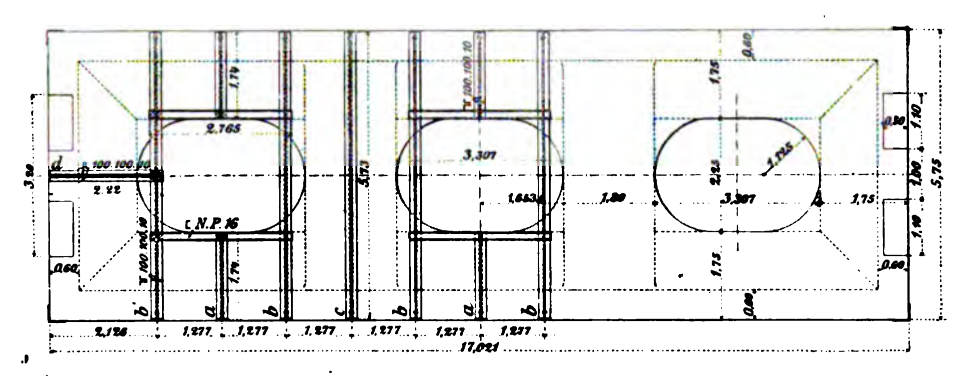


Abb. 19b. Längenschnitt.

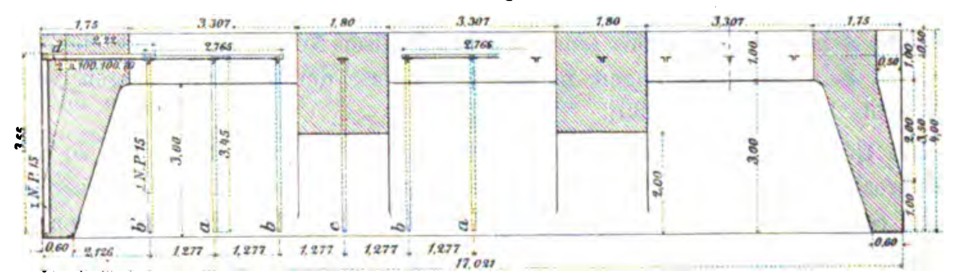


Abb. 20a. Ansicht. M. 1 : 150.

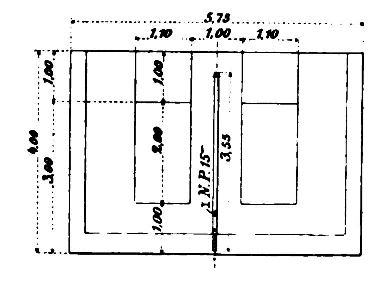
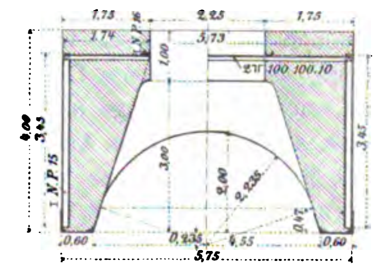


Abb. 20b. Querschnitt.



Wenn nun freilich die hier behandelten Fundamentklötze, deren Widerstand bei gut ausgeführter Arbeit sich leicht rechnerisch bestimmen läfst, nur geringe Abmessungen erhielten, so ging aus den gemachten Erfahrungen immerhin hervor, dafs man mit entsprechend vergröfserten Abmessungen, ohne Anstand, auch wesentlich gröfsere Fundamentkörper in der nämlichen einfachen Form ausführen kann.

Den Beweis des oben Gesagten haben die Gründungen des neuen Trockendocks im spanischen Kriegshafen in der Caracca bei Cadix erbracht[80]) (s. Abb. 18 bis 20, S. 333). Die obere Bodenschicht an der Baustelle bestand aus einer wasserdichten kompakten Schlammablagerung von 9 bis 10 m Mächtigkeit, welche auf wasserführenden Sandschichten gelagert ist, die mit kleineren Tonschichten wechseln.

Da die Sandschichten die nötige Tragfähigkeit in einer Tiefe von 16 bis 17 m bieten, so entschlofs man sich, die Umfassungsmauern des Trockendocks zunächst auf diese tragfähigen Sandschichten zu stellen und in ihrem Schutze den Aushub des Beckens und die Erstellung des Bodens des Docks vorzunehmen.

Diese Seitenmauern wurden nun aus 23 einzelnen Fundamentklötzen erstellt, deren Fugen, ähnlich wie bei Brunnenschächten, abgesteift und ausgemauert werden mufsten.

Da die oberen Bodenschichten wasserdicht waren, so konnte die Versenkung der ersten 8 m dieser Mauerklötze ähnlich wie bei offenen Senkbrunnen stattfinden; jedoch mufste von dort ab Prefsluft verwendet werden. Die einzelnen Mauerklötze, deren Länge zwischen 11,50 und 17,46 m, deren Breite zwischen 4,50 und 5,75 m schwankt, sind durch Querwände, die zur Versteifung dienen, in 3 Abteilungen getrennt, welche im unteren Teile auf Bogen ruhen, die den unteren Arbeitsraum indessen durchgängig lassen.

In diesen Schichten wurden von 7 m unter dem Wasserspiegel an, wie aus umstehender Abbildung hervorgeht, eiserne Kaminröhren eingemauert und hierauf die Versenkung mittels Prefsluft fortgesetzt.

Die Form des eisernen Schuhes, dessen Versicherung, sowie die Verblendung der Ecken gehen in genügender Weise aus den Abbildungen hervor.

Die Kaminansatzröhren wurden bei allen diesen Mauerwerks-Caissons im Mauerwerk ganz einfach eingebettet und überdies zur Vorsorge mit kleinen Ankern festgehalten.

Aus den bisher gemachten Beobachtungen geht hervor, dafs man bei gleichförmigem Kies- und Sandboden, auch dann, wenn vereinzelte Blöcke eingesandeten Gesteins im Boden sich etwa vorfinden, in noch einfacherer Weise bauen kann, und zwar ohne eiserne Schneiden, blofs mit einem flachen ⊏-Eisen No. 25 an deren Stelle, welches von Zeit zu Zeit mit Eisenstangen in das Mauerwerk der Seitenwandungen verankert wird (s. Abb. 21 bis 24, S. 335).

Bei Erstellung dieser Mauerkörper ist namentlich darauf Rücksicht zu nehmen, dafs, während der Beton eingegossen wird und bis zu dem Zeitpunkt, wo dieser erhärtet ist, keine Setzungen des Bodens unter dem Gewichte der Mauerung stattfinden dürfen, indem sich sonst Risse im Mauerwerk bilden.

Wenn Arbeitskammern aus Mauerwerk von gröfseren Abmessungen, namentlich in der Breite, ausgeführt werden sollen, so mufs eine weitergehende Armierung mit Eisen vorgenommen werden, als sie in den voranstehenden Fällen angegeben wurde. Bei der Ausführung der Fundamente für die Sohle des Trockendocks in Cadix[81]) mufsten zehn Caissons von 22,50 m Länge und 7 m Breite hergestellt werden, die zudem an jedem Ende eine Aussparung zum Anschlufs mit dem Längsmauerwerk des Docks erhielten. Diese 10 Mauerwerk-Caissons wurden ganz in Eisenbeton nach der Herstellungsweise von Hennebique ausgeführt, wie sich dies aus den Abb. 25 bis 29 (S. 336) ergibt.

---

[80]) Vom Verfasser ausgeführt.

[81]) Vom Verfasser ausgeführt.

Abb. 21 bis 24. *Mit Eisen verstärkter Betoncaisson für die Gründung des Wasserwerks Bernau.*

Abb. 21 a. Ansicht der Längsseite. M. 1:50.

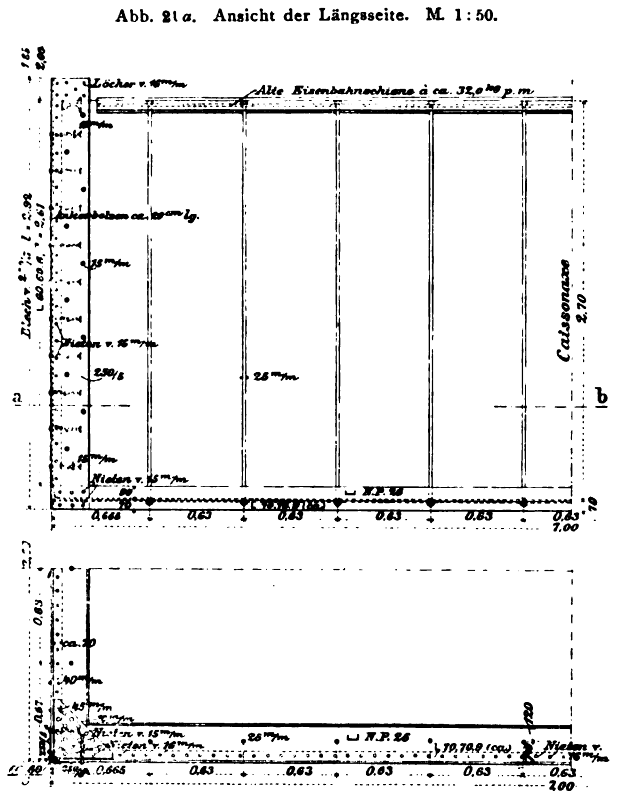


Abb. 21 b. Wagerechter Schnitt nach *a b*.

Abb. 22. Querschnitt der Schneide. M. 1:50.

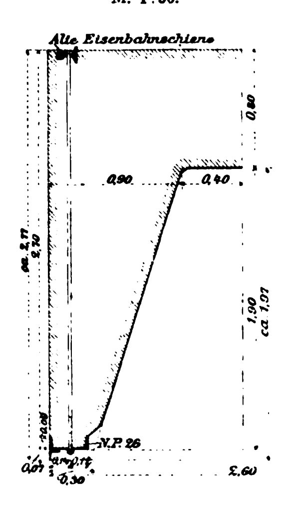
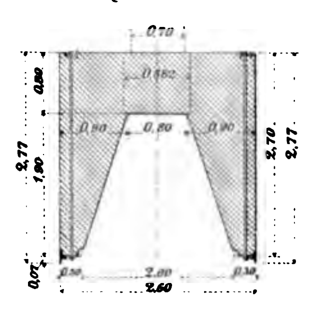


Abb 23 a. Querschnitt. M. 1:100.



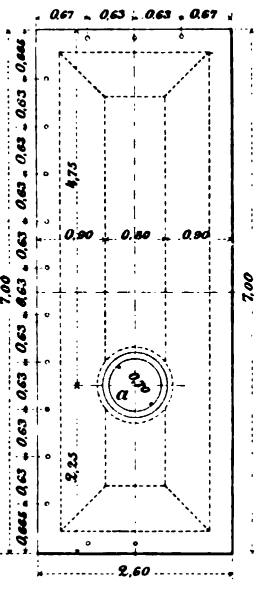
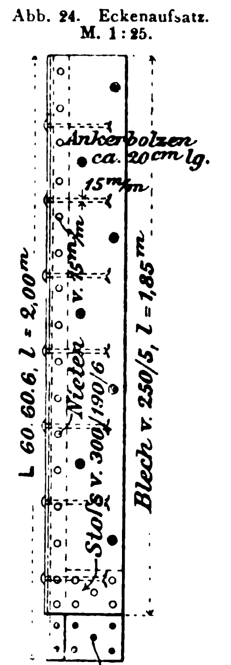


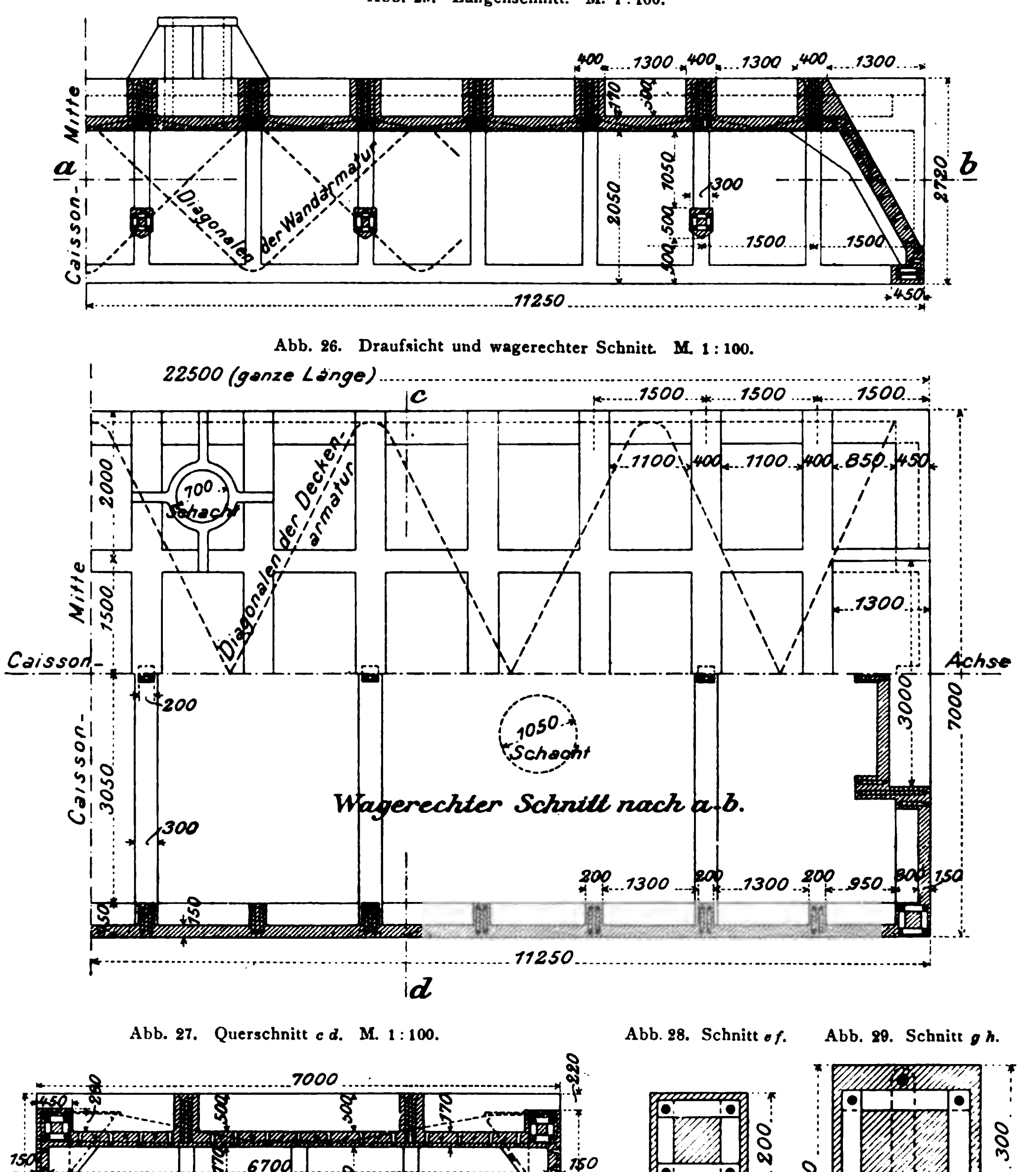
Abb. 23 b. Grundrifs.

Abb. 24. Eckenaufsatz. M. 1:25.



Da der Untergrund aus sehr weichem Schlammboden bestand, so entstand aus dem vollständigen Wegfall der unteren Schneide der Arbeitskammern keine Schwierigkeit. Bei schwer zu lösendem Boden ist eine solche nicht zu vermeiden, kann aber leicht angebracht werden. Es ergab sich, dafs diese Arbeitskammern trotz des ungünstigen Untergrundes und der beständigen Gefahr von Verdrehungen, sich mindestens ebensogut hielten, als eiserne Arbeitskammern und dafs die Dichtigkeit bei einem einfachen inneren Zementverputz durchaus vollständig war, u. z. bei einem Druck bis zu einer Atmosphäre. Das Gewicht des

Abb. 25 bis 29. *Caisson für das Trockendock in Cadix aus Eisenbeton.*



verwendeten Rundeisens betrug ungefähr die Hälfte des für einen eisernen Caisson notwendigen Eisens.

Diese Ausführungsweise bietet, wie alle Mauerwerks-Caissons überhaupt, den ungemeinen Vorteil, dafs sie an Ort und Stelle hergestellt werden können, ohne dafs man lange Zeit auf die Caissons zu warten hat, die aus einer Werkstätte beschafft

werden müssen, indem die Herrichtung der zur Versteifung erforderlichen Rundeisen bloſs einer bescheidenen Feldschmiede bedarf. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daſs das verwendete Material einen integrierenden, dauernden und unveränderlichen Bestandteil des Mauerwerks ausmacht.

§ 3. Die Mantelbleche.

1. Allgemeines. Als man einen Fundamentkörper von der ganzen Oberflächenausdehnung der Gründung zu erstellen begann, hielt man es für gefährlich, das Mauerwerk über der Decke mit dem zu durchfahrenden Boden in Berührung zu bringen und für notwendig, dasselbe mit einem Blechmantel zu umhüllen, der indessen im Verhältnis zu den Wandungen der Arbeitskammer nur ganz schwache Abmessungen (4 mm) erhielt, dagegen mit Winkeleisen gut versteift war.

Dieser Blechmantel bietet überdies, wie schon oben bemerkt, Gelegenheit beim Einsenken der Caissons in groſse Wassertiefe sich desselben als Fangkasten zu bedienen, indem man ihn sorgfältig aussteift und das Mauerwerk etwas unter dem Wasserspiegel hält. Aber schon bald ging das Bestreben dahin, diesen Blechmantel fortzulassen. Viele hofften das gleiche Ergebnis zu erreichen und den Blechmantel ersparen zu können, indem sie dem Fundamentkörper eine nach oben schwach zulaufende Kegelform gaben. (Vergl. auch die in der Anm. 24, S. 329 erwähnte Gründung.)

Es hat dies im allgemeinen seine Richtigkeit, ist jedoch in den seltensten Fällen möglich.

Zunächst gelangt man durch dieses Verfahren, bei groſser Tiefe des Fundamentes, leicht auf sehr groſse Abmessungen der unteren Arbeitskammer, ferner kennt man meistens die Tiefe nicht genau, auf welche man das Fundament hinabführen muſs und ist deshalb auch nicht in der Lage, von vornherein, wenn die Fundamentfläche auf Höhe des Niederwassers und der Anzug des Fundamentmauerwerks gegeben sind, die Abmessungen der Arbeitskammer genau zu bestimmen, und endlich ist es immer schwieriger, einen kegelförmigen Körper genau aufzumauern, als einen Zylinder, namentlich, wenn er sich stets in Bewegung befindet und unter den Wasserspiegel versinkt.

Man behielt deshalb die zylindrische Form bei und wagte es an mehreren Orten, das Fundamentmauerwerk über der Arbeitskammer nur mit sorgfältig verfugtem Vorsatzmauerwerk auszuführen, dagegen jeden Blechmantel und überhaupt jeden Schutz des Fundamentmauerwerks gegen die Reibung fortzulassen.

Der Versuch gelang und er gelingt stets, wenn der Caisson zunächst nicht auf eine groſse Tiefe in den Erdboden zu versenken ist, wenn diese Versenkung immer lotrecht vor sich geht, und wenn es zulässig scheint, das Fundamentmauerwerk so hoch aufzubauen, daſs es vor Eintritt in den Boden schon eine erhebliche Festigkeit erreicht hat.

Nun kann aber, trotz sorgfältiger Führung der Ausgrabung, zeitweilig eine kleine Neigung des im Versenken begriffenen Fundamentkörpers kaum vermieden werden, wodurch die einseitige Reibung in hohem Grade zunimmt und damit die Gefahr, daſs diese sich höher stellt, als der Widerstand des Mauerwerks gegen Zugbeanspruchung. In solchen Fällen sind auch schon Trennungen des Fundamentmauerwerks vorgekommen, so zwar, daſs dessen unterer Teil mit der Arbeitskammer der Ausgrabung folgte, der obere dagegen stecken blieb.

Diese Erfahrungen empfehlen, nur unter ausnahmsweise günstigen Bedingungen die Mantelbleche vollständig wegzulassen.

Ganz unvermeidlich sind die Mantelbleche übrigens, wenn die Konstruktion, wie z. B. beim Bau von Grundwehren, verlangt, dass die Krone des Bauwerks unter dem tiefsten Wasserstande mit Quadern verkleidet, und wohl auch noch Metallteile zwischen die letzteren eingelagert werden müssen, oder wenn die Bauten bei starkem Flutwechsel auszuführen sind, und endlich auch dann, wenn das Fundament in grofser Wassertiefe zu erstellen ist.

Dagegen hat man gesucht, die Mantelbleche nach vollendeter Versenkung wieder zu gewinnen, um sie womöglich noch mehrmals zu verwenden, was namentlich dann von Wert ist, wenn mehrere Fundamente gleicher Abmessungen auszuführen sind. Diese Wiedergewinnung der Mantelbleche bietet aber besonders dann ernstliche Schwierigkeiten, wenn man sie nach vollendeter Versenkung aus dem Boden herausziehen soll, während deren Wiedergewinnung oder Beseitigung wesentlich leichter ist, wenn es sich blofs darum handelt, denjenigen Teil derselben wieder zu gewinnen, der sich über dem Boden befindet, auch wenn er tief unter Wasser liegt.

2. Um den Blechmantel wieder zu gewinnen, wenn er im Boden steckt, mufs er so angeordnet sein, dafs er sich leicht in einzelnen Stücken ausheben läfst, die trotzdem während der Versenkung genügend wasserdicht verbunden und auch durch die Reibung nicht verschiebbar sein dürfen.

Vom Verfasser wurde zu dem Zweck in La Rochelle, Fécamp und Bordeaux die in den Abb. 30 bis 34 (S. 339) dargestellte Anordnung getroffen.

Der Mantel bestand aus Blechstreifen von 1 **m** Breite, welche lotrecht in der ganzen Gründungstiefe nebeneinander gestellt und an den Wandblechen der Arbeitskammer dicht über den Deckenbalken befestigt waren.

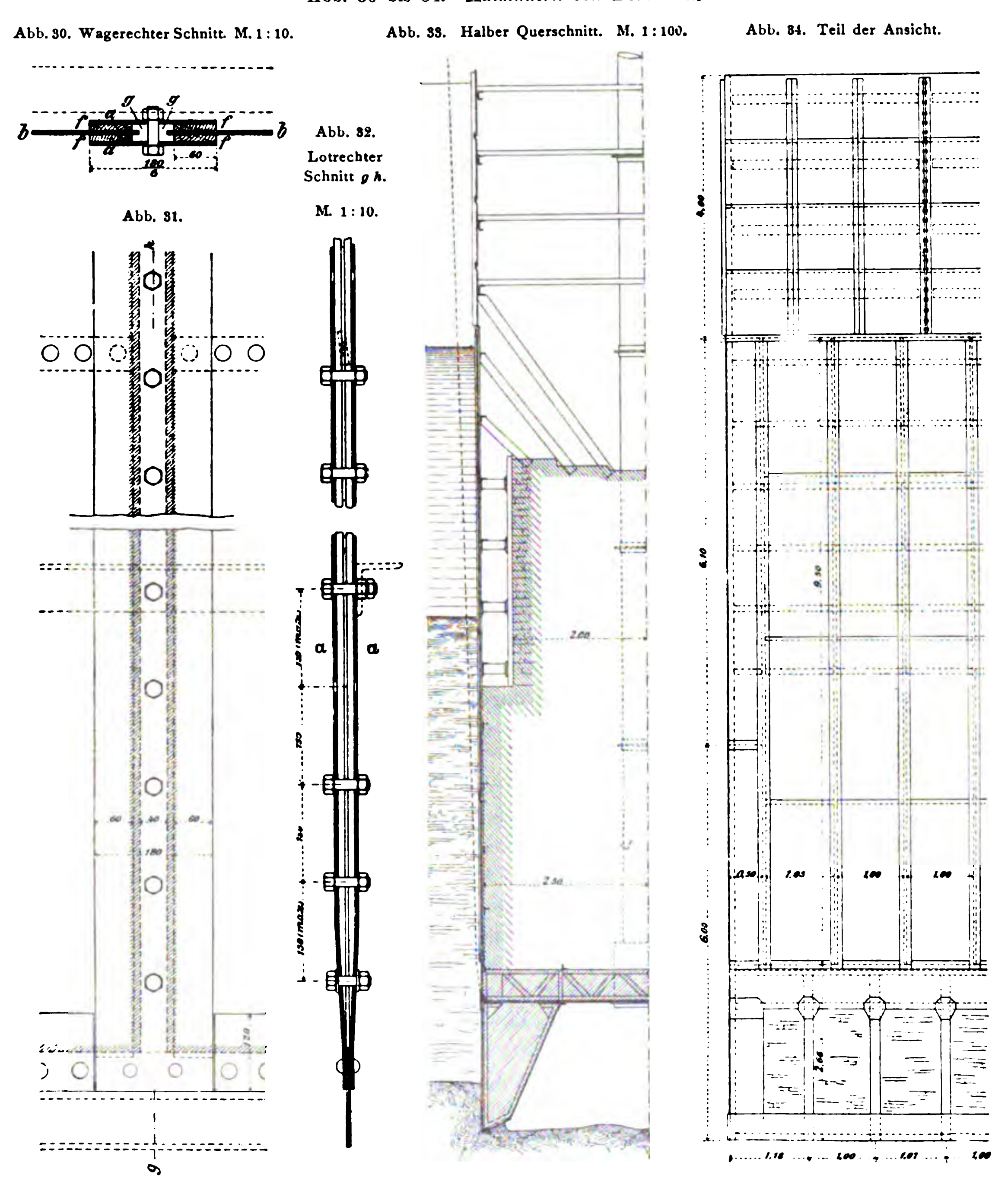
Die Befestigungsweise mufste so gewählt werden, dafs sie einerseits der Zugkraft gewachsen war, welche bei der Versenkung durch die Reibung erwächst, bei stärkerem Zuge aber gelöst werden konnte und anderseits gleichzeitig wasserdicht war.

Man erreicht dies, indem man den untersten Blechtafeln ausgeschlitzte Bolzenlöcher gibt und sie mit einer zwischenliegenden Kautschukeinlage an die Blechtafeln der Arbeitskammer anschraubt, wogegen die übereinander liegenden Tafeln des gleichen lotrechten Blechstreifens untereinander vernietet werden. Um nun die einzelnen lotrechten Streifen unter sich zu verbinden, befestigt man an den Wandblechen der Arbeitskammer in Abständen von etwas mehr als 1 **m**, je aufsen und innen, ein lotrecht gestelltes Flacheisen *a* (s. Abb. 30 u. 32) mit zwei schwachen Nieten. Zwischen diese Flacheisen kommen je zwei nebeneinander liegende lotrechte Blechstreifen *b* zu liegen, ohne sich indessen zu berühren, so dafs zwischen deren Rändern jeweilen durchgehende Bolzen gestatten, die Flacheisen zusammenzuziehen und somit die Bleche einzuklemmen.

Um nun, trotz dieses blofsen Zusammenklemmens, dennoch eine hinreichende Dichtung zu erhalten, setzt man auf den Rand der zwei Bleche schwache Streifen von Tannenholz *ff*, welche auf diese Weise mit eingeklemmt werden, im Wasser aufquellen und genügend dichten.

Will man nun nach vollendeter Versenkung den Blechmantel entfernen, so führt man in den Raum *g* ein Eisen ein, welches unten keilförmig zugeschnitten ist und mit welchem man die Holzstreifen, welche die Dichtung bewirken, aus den Flacheisen herausdrängt; hat dann dieses Eisen eine geringere Dicke, als die Holzstreifen, so werden die Schrauben, welche die Flacheisen zusammenhalten, lose; das Eisen kann herausgezogen werden, und nun reifst man mit Hilfe von Ketten und Zugschrauben die Flacheisenpaare von den Nieten los, welche sie an der Arbeitskammer festhalten, um

Abb. 30 bis 34. *Kaimauern von Bordeaux.*



dann mit der gleichen Vorrichtung auch die einzelnen lotrechten Blechlamellen herauszuziehen, wobei blofs deren Reibung gegen den seitlich anstehenden Boden zu überwinden ist.

Sollte es notwendig werden, den Mantel während der Versenkung abzusteifen, um seinen Widerstand gegen den Wasserdruck zu erhöhen, so verbindet man zunächst

die lotrechten Doppelflacheisen durch wagerechte Winkel-, T- oder ⊔-Eisen und stützt gegen diese eine Verspreizung aus Holz oder Eisen.

Wenn die Mantelbleche nicht tiefer als 3 m im Boden stecken, so gelingt es im allgemeinen bei dieser Anlage, sie wiederzugewinnen; bei plastischem Tonboden verlangt dies aber schon einen erheblichen Kraftaufwand.

Ein ähnliches Verfahren wurde seinerzeit von Schmoll & Gärtner in Wien angegeben, welche den zusammenhängenden Blechmantel während der Versenkungsarbeit mittels Flacheisen an die Wandung der Arbeitskammer festgeschraubt hielten. Nach vollendeter Versenkung und vor Ausfüllung der Arbeitskammer wurden die Schrauben im Innern der letzteren gelöst, was nunmehr gestattet haben soll, den Blechmantel zu heben.

Jedenfalls gelingt dieses Verfahren nur bei geringen Tiefen, da die Reibung sonst kaum zu überwinden sein würde.

3. Die Entfernung des Blechmantels über dem Boden in grofser Wassertiefe geschieht in der einfachsten Weise derart, dafs der bewegliche Mantel mit dem unteren, nicht zu entfernenden Teile nicht vernietet, sondern verschraubt wird. Man säumt die beiden zu trennenden Teile zu dem Zweck mit Winkeleisen ein, zwischen welche eine Dichtung aus Kautschuk oder auch blofs aus geteertem Hanf eingelegt wird. Ist die Versenkung vollendet und das Mauerwerk im Schutze des Blechmantels bis über den Wasserspiegel aufgebaut, so werden an der Verbindungsstelle die Schrauben gelöst, zeitweilig durch Korkzapfen ersetzt und dann wird der ganze Mantel gleichzeitig gehoben. Dieses Verfahren setzt voraus, dafs man von vornherein die Tiefe der Versenkung genau bestimmen konnte und dafs zwischen dem Mauerwerk und dem Blechmantel ein Zwischenraum besteht, der es gestattet, zu den Schrauben zu gelangen. Sollte diese letztere Bedingung nicht vorliegen, so müssen die Winkeleisen auf der Wasserseite angebracht werden und das Lösen der Schrauben mufs dann durch den Taucher geschehen.

Um den Mantel zerlegen und wieder verwenden zu können, wird er oft aus Blechtafeln verschiedener Gröfse zusammengesetzt, welche allseitig mit Winkeleisen gesäumt sind, die mittels Bolzen und zwischengelegter Dichtung vereinigt werden. Diese Anordnung bietet namentlich dann Vorteile, wenn die verschiedenen Fundamentkörper nicht alle die gleichen Abmessungen besitzen, indem dann den einzelnen Tafeln des Blechmantels verschiedene Abmessungen gegeben werden können, welche gestatten, aus ihnen Blechmäntel verschiedener Gröfse zusammensetzen zu können.

Das besprochene Verfahren wurde vom Verfasser bei Erstellung der Fundamente für die Nadel- und Rolladen-Wehre in der unteren Seine und für die zugehörigen Schleusen mit Vorteil angewandt.

Da nun das Lösen der Mantelbleche durch Taucher oft mit grofsen Schwierigkeiten verbunden ist, so hat H. Hersent, beim Bau der Schleuse in St. Aubin an der unteren Seine, einen eigenen Gang am unteren Ende der Mantelbleche angelegt, der für die Zeitdauer des Abschraubens trocken zu legen war, so dafs die Arbeiter in ihm das Abschrauben ohne Gefahr vornehmen konnten (s. Abb. 35 bis 39).

Laut der Veröffentlichung der von dem Genannten ausgeführten Bauten (Paris, Imp. Chaix 1889) erhielten die einzelnen Mantelstücke eine Höhe mn (s. Abb. 35) von 8,50 m und Breiten von 5,30 bis 13 m, und waren sowohl am unteren Teil, als auch an den lotrechten Ecken mit einem Gang von 1,50 m Höhe bezw. Länge und 0,50 m Breite versehen. Im übrigen bestanden sie aus einer einfachen Blechwand mit ent-



Abb. 35 bis 39. *Schleuse von St. Aubin an der Seine.*

Abb. 35. M. 1 : 125.

Abb. 37. Schnitt *M N* (Ansicht). M. 1 : 125.

Abb. 38. Schnitt *A B - B C*.

Abb. 39. Schnitt *D E - E F*.

Abb. 36. M. 1 : 1250.

sprechender Versteifung. Die Dichtung wurde in den wagerechten Fugen mit Kautschukbändern, in den lotrechten Fugen (Ecken) dagegen mit kleinen Holzleisten erzielt. Derselbe Unternehmer hat später bei Erstellung der Kaimauern in Antwerpen, die auf einer langen Reihe von Arbeitskammern stehen, welche alle die nämlichen Abmessungen erhielten, im wesentlichen die gleiche Anordnung beibehalten, jedoch seinen Blechmantel aus einem einzigen Stück erstellt und somit die Verbindung einzelner Teile in den Ecken vermieden, welche in St. Aubin notwendig war.

Der viereckige Blechmantel in Antwerpen (s. Abb. 3 u. 4, Taf. IX) erhielt eine Länge von 25 **m**, eine Breite von 9 **m** aufsen, oder, mit Rücksicht auf die Breite der Gänge von je 0,50 **m**, eine innere Abmessung von 24 **m** auf 8 **m**, bei einer Gesamthöhe von 12 **m**. Um ihn zu heben und auf die Arbeitskammern stellen zu können, wurde er von H e r s e n t an einem eisernen Gerüst aufgehängt, welches auf zwei zusammengekuppelten Schiffen aufgestellt war. Jedes dieser Schiffe war 26 **m** lang, 5,15 **m** breit und 2,30 **m** tief und trug je 6 eiserne Bünde, die in 12 **m** Höhe über dem Wasserspiegel mit denjenigen des gegenüberliegenden Schiffes verbunden waren. Die Endbünde waren in ihrer ganzen Höhe gegenseitig mehrfach versteift und bildeten die eigentliche Kuppelung der Schiffe. An jedem Bunde war ein Flaschenzug aufgehängt, der das Mantelblech zu tragen hatte, so dafs dieses an 12 Flaschenzügen hing. Die Flaschenzugseile gingen auf ebensoviel Winden, welche durch eine einzige Dampfmaschine, dagegen von je einer Welle in jedem der beiden Schiffe aus gleichzeitig in Bewegung gesetzt wurden. Das Gesamtgewicht des Mantelbleches betrug 200 **t**.

Diese Vorrichtung kann selbstverständlich nur dann lohnend sein, wenn, wie dies bei langgestreckten Kaibauten der Fall ist, eine grofse Zahl von Fundamenten gleicher Abmessung zu erstellen sind; sie fand durch den gleichen Ingenieur bei den Hafenbauten in Lissabon in einer etwas anderen Form, jedoch ohne grundsätzlichen Unterschied, ebenfalls Verwendung.

Der grofsen Höhe wegen bietet das Werkzeug jedoch bei Hafenbauten dem Winde eine so grofse Fläche, dafs die Gefahr des Umkippens oft kaum vermieden werden kann, weshalb derartige Unfälle tatsächlich schon mehrfach vorgekommen sind.

4. Ausführung des Mauerwerks in einem zweiten beweglichen Caisson. Die Schwierigkeiten, welche mit der Handhabung eines grofsen beweglichen Blechmantels verbunden sind, haben zu einem einfacheren Verfahren geführt, welches namentlich dann von Wert ist, wenn die Fundierungen am Meere oder in einem Wasserlaufe auszuführen sind, in welchem sich Flut und Ebbe sehr bemerklich machen.

Hält man in einem solchen Falle das Mauerwerk stets oberhalb der höchsten Flut, so belastet man bei eintretender Ebbe den Caisson unverhältnismäfsig stark, so dafs er, namentlich bei Schlammboden, zur Ebbezeit bis an die Decke in denselben einsinkt, die Arbeit erschwert und sogar die Sicherheit der Arbeiter gefährdet. Wird dagegen unter dem Schutze eines Blechmantels das Mauerwerk wesentlich tiefer gehalten, als die Hochflut, so ist der Mantel über dem Mauerwerk gegen den Druck der steigenden Flut durch Absteifungen gegen Einbiegen zu stützen, wodurch anderseits die Ausführung der Maurerarbeit erschwert und gefährdet wird.

Unter solchen Verhältnissen weicht man jeder Schwierigkeit aus und kann bei Flut und Ebbe, unter sich gleich bleibenden Verhältnissen, die Arbeit fortführen, wenn man die Aufmauerung des Fundamentmauerwerks in der Arbeitskammer eines zweiten Caissons ausführt, der unabhängig von der Versenkung der Kammer, in welcher sich der Erdaushub vollzieht, sich mit seiner Decke, auch bei der tiefsten Ebbe, stets unter dem Wasserspiegel befindet. Der Verfasser hat beim Bau der neuen vertikalen Kais in Bordeaux mit Erfolg zu diesem Auswege gegriffen (s. Taf. XI, Abb. 15 u. 21).

Die Kais in Bordeaux bestehen tatsächlich aus einem angeschütteten Steindamme, dessen vordere (flufsseitige) Böschung durch Erstellung von Pfeilern und Bogen überbrückt wurde, um einen vertikalen Kai zu erhalten. Man hatte zu dieser Bauweise Zuflucht ergriffen, um mit Rücksicht auf den Untergrund, welcher auf sehr grofse Tiefe blofs aus Schlamm besteht, den Schub der Anschüttung nicht auf die Kaimauer übertragen zu müssen, die sonst ausnahmsweise breite Fundierungen hätte erhalten müssen. Die Pfeiler dieser Bogenstellung wurden mittels Druckluft durch den Schlamm bis auf eine tieferliegende Schicht von feinem Kies mit Sand hinabgeführt, wobei die oben erwähnten Schwierigkeiten in der Ausführung fühlbar wurden, indem zur Äquinoktialzeit die Fluthöhe 6,20 **m** über die tiefste Ebbe stieg.

Da der Flufsboden an der Stelle der Gründung durchschnittlich bis auf 4 **m** unter dem Ebbewasserspiegel ausgebaggert worden war, so wurde die Gründung in folgender Weise durchgeführt.

Die Caissons, welche die Arbeitskammer eines Pfeilerfundamentes zu bilden bestimmt waren, und deren Abmessungen, je nach der Lage, 10,50 × 5 oder 11 × 6 **m** betrugen und deren Bauart und Beförderungsweise auf die Baustelle schon weiter oben beschrieben ist (s. S. 338), wurden an der ihnen zufallenden Stelle auf den Flufsboden heruntergelassen und trugen einen Blechmantel von 1,80 **m** über den Deckenbalken der Arbeitskammer. Überdies waren auf den Caissons die unteren Ansätze zweier Steige-

röhren aufgesetzt, die eine zur Aufnahme einer Schleuse mit Aufzugvorrichtung für den auszuhebenden Boden, die andere als Einsteigeröhre für die Arbeiter. Diese Röhren waren so lang bemessen, daſs sie bei Ebbe in ihrem oberen Teile trocken gelegt wurden, dagegen tief unter dem Flutwasserspiegel standen.

Mit steigender Flut wurde nun über diesen unteren Caisson ein zweiter geschwemmt, der bestimmt war, über den anderen gestülpt zu werden, um dort Mauerwerk aufzuführen, und deshalb eine besondere Bauart erhalten hatte. Zunächst betrug seine innere Länge 75 cm und seine Breite 50 cm mehr, als die Länge und Breite des unteren Caissons, somit für einen Pfeiler von 11 m Länge und 5 m Breite bezw. 11,75 m und 5,50 m. Die Arbeitskammer hatte eine Höhe von 2,25 m und war von zwei Röhren durchsetzt, welche noch 1,75 m über die Decke hinausreichten, an beiden Enden offen waren und dazu dienten, den Steigeröhren der unteren Arbeitskammer den Durchgang zu gestatten.

Die Wände dieses oberen Caissons waren nur schwach versteift und gegen die Decke abgestützt, weil sie bloſs einem Drucke von innen zu widerstehen hatten; ebenso war auch deren Decke bloſs mit einem leichten Gebälk versehen, um dem unteren Auftriebe widerstehen zu können. Über der Decke waren die Seitenwandungen der Arbeitskammer um 1,75 m verlängert und bildeten, wenn wasserfrei, einen Schwimmer mit kräftiger Versteifung, wogegen bei Öffnung einer Schütze in der Seitenwand das Wasser eintreten und zur Belastung der ganzen Vorrichtung dienen konnte.

Während beim unteren Caisson, wie üblich, die Steigeröhren für die Luftschleusen in der Achse des Caissons angelegt waren, lagen sie beim oberen Caisson nahe den Seitenwänden und führten wieder zu einer Personen- und einer Materialschleuse, welche in einer Höhe von 8 m über Unterkante der Arbeitskammer aufgesetzt und mit einem Boden umgeben waren, der auf die Decke der Arbeitskammer abgestützt war.

Diese Vorrichtung, welche mit einigem Ballast auf der Decke der Arbeitskammer genau lotrecht schwamm, wurde bei Flut derart über den unteren Caisson gestellt, daſs sie bei eintretender Ebbe bei der dann vorhandenen Wassertiefe auf den letzteren zu sitzen kam.

Dabei traten die Steigeröhren des unteren Caissons in die durchgehenden Röhren des oberen, und da der Rand des oberen Caissons den unteren umfaſste, so kamen die in der Mitte des oberen Caissons befindlichen Röhren auf die Decke des unteren aufzustehen. Wurde nun der obere Caisson durch Wasser belastet, indem man die Schütze in seinem oberen Mantel zog, so konnte mittels Druckluft die obere Arbeitskammer trocken gelegt und von derselben aus der obere Caisson an den unteren angekuppelt werden. Dies geschah mit Hilfe der Ketten, welche im oberen Caisson an eisernen Unterzügen, je aus zwei [-Eisen bestehend, hingen, die unter den Deckenbalken angeschraubt worden waren, welche dagegen im unteren Caisson unmittelbar an der Seele der Deckenbalken befestigt wurden.

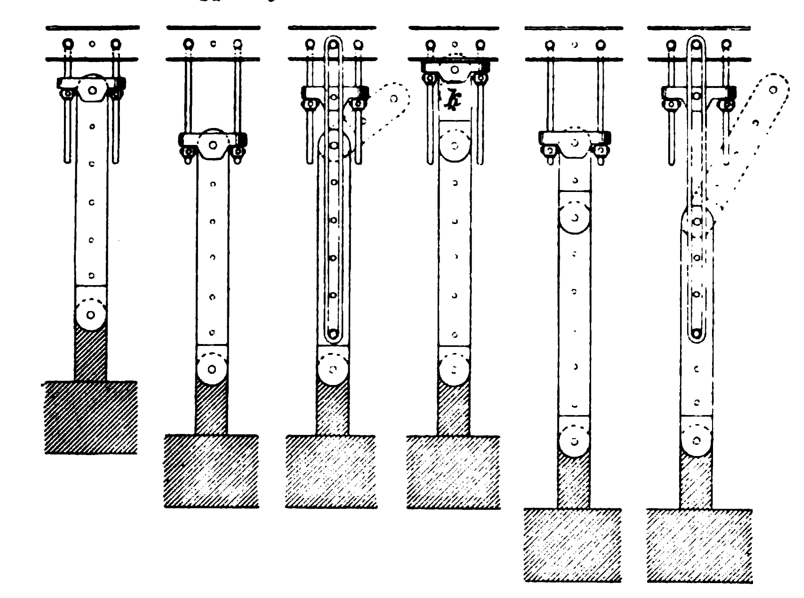
Diese Ketten bestanden aus einfachen und Doppelgliedern aus Flacheisen und muſsten nach Maſsgabe der Versenkung des unteren Caissons verlängert werden, weil die Lage des oberen Caissons gegenüber dem Niederwasserspiegel sich nicht wesentlich verändern sollte. Zur Verlängerung hingen die Ketten oben an einem Querstücke zwischen zwei Schrauben, an welchen das Querstück durch Heben oder Senken der Muttern verschoben werden konnte. War die Schraubenlänge abgelaufen, so wurde die Kette vorläufig an einem Bügel aufgehängt (s. Abb. 40, S. 344), dann wurde die Verbindung mit dem Zwischenstück durch Nachlassen der Schrauben gelöst und ein kurzes halbes Ketten-

glied *k* eingeschaltet, nach dessen Ablauf dieses durch ein ganzes Glied in gleicher Weise ersetzt wurde.

Von dem Augenblick an, wo die zwei Caissons zusammengekuppelt waren, konnte sofort die Mauerung auf der Decke des unteren Caissons beginnen und bei der nächstfolgenden Ebbe die Verlängerung der Steigeschächte für die untere Arbeitskammer stattfinden, somit auch die Versenkung des unteren Caissons begonnen werden.

Abb. 40.

Ketten zur Kuppelung des oberen und unteren Caissons in Bordeaux.



Zur Mauerung in der oberen Arbeitskammer wurden Steine und Mörtel durch die Materialschleuse hereinbefördert und die ganze Kammer wurde elektrisch beleuchtet. Nunmehr konnte man mit der geringsten Belastung durch Mauerwerk, bei jeder Fluthöhe, den unteren Caisson versenken, indem die Wasserverdrängung durch diese Anordnung bei Ebbe und Flut unverändert gleich grofs blieb. Damit war aber auch jede Gefahr für die Arbeiter im unteren Caisson, welche vorher bei eintretender Ebbe durch plötzliches Einsinken des Caissons in den weichen Boden eintreten konnte, beseitigt. Man hatte einzig darauf zu achten, dafs der obere Caisson mindestens bis zur Höhe der Deckenbalken unter Niedrigwasser blieb und hatte die dicht über letzteren liegende Schütze in der Wandung des über der Decke befindlichen Blechmantels offen zu halten.

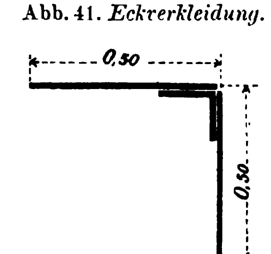
War das Pfeilerfundament auf der vorgeschriebenen Tiefe angelangt, so fand die Ausfüllung der Arbeitskammer des unteren Caissons in gebräuchlicher Weise statt. Gleicherweise wurden auch die Schleusen und Steigeröhren gehoben und entfernt, und es handelte sich nun blofs noch um Ausfüllung des Schachtes der Steigeröhren. Um auch diese unter den günstigsten Bedingungen auszuführen, wurden zunächst die beiden Röhrenfutter im oberen Caisson während der Ebbe mit eisernen aufgeschraubten Deckeln abgeschlossen und dann ihr unterer Teil, der zu dem Zweck einen kleineren Durchmesser erhalten hatte, abgeschraubt und in den oberen Röhrenteil hineingeschoben. Dadurch wurde der Röhrenschacht freigelegt und konnte von der Arbeitskammer des oberen Caissons aus mit Beton ausgefüllt werden. Um diesen Beton trocken einzubringen, wurde der Steigeröhrenschacht mit Hilfe eines Körting'schen Ejektors trocken gelegt.

Es blieb nun blofs noch übrig, den oberen Caisson bei Ebbe durch Lösen der Kuppelungsketten vom Fundamente loszumachen. Wurde gleichzeitig die Schütze zum oberen Schwimmraum geschlossen, so füllte sich der letztere bei steigender Flut nicht mehr mit Wasser, so dafs die ganze Vorrichtung sich hob und sofort auf einen weiteren,

schon vorher an den Platz gebrachten Fundament-Caisson geschwemmt und dort in gleicher Weise verwendet werden konnte.

5. Beschränkung der Mäntel auf Eckverkleidungen. Wenn es sich um Versenkung von Mauerkörpern in einen von groben Steinen und alten Mauern freien Boden handelt und wenn die zu erreichende Sohlentiefe nicht mehr als 10 m unter dem Boden beträgt, namentlich aber, wenn die Versenkung nicht in offenem Wasser, sondern blofs in einem wasserführenden Boden stattfindet, so lassen sich die Mantelbleche meist ersparen. Da aber bei Fundamentkörpern von rechteckigem Grundrifs, wie sie namentlich bei Widerlagern oder Kaimauern vorkommen, die Ecken am meisten von der Reibung in Anspruch genommen und mit Zerstörung bedroht sind, wogegen die Langseiten bei einer sorgfältigen Bearbeitung der Gesichtsflächen und Ausfugen mit Cementmörtel der Reibung nur dann Angriffspunkte bieten, wenn der Caisson sich schief stellt, so ist es stets angezeigt, wenigstens Eckversicherungen vorzusehen. Damit diese einen Wert erhalten, müssen sie sich wenigstens 50 cm weit beiderseitig von der Ecke aus seitlich erstrecken. Am einfachsten führt man sie in zwei Stehblechen von 4 bis 5 mm Stärke aus, die in der Ecke selbst mittels eines Winkeleisens verbunden sind, und die zur besseren Verbindung mit dem Mauerwerk mittels Bolzen in dasselbe verankert werden (s. Abb. 36).

Abb. 41. *Eckverkleidung.*



Wir haben diese Anordnung mit bestem Erfolg bei Ausführung von Fundamenten aus blofsem Mauerwerk verwendet (Taf. XII, Abb. 7 bis 11) und die Eckverkleidung in jenen Fällen bis auf den Schling oder eisernen Rahmen, der den Fufs der Arbeitskammer bildet, hinuntergeführt und mit ihm verbunden.

§ 4. Die Aufstellung der Caissons.

1. Allgemeines. So lange eiserne Caissons im Gebrauch sind, werden diese meist auch heute noch, wie oben bei Besprechung der Röhrengründung und derjenigen der Kehler Rheinbrücke erwähnt wurde, auf hölzernen Gerüsten zusammengesetzt. Diese Gerüste stehen auf Pfählen und sind so aufgestellt, dafs der Caisson senkrecht über seine Verwendungsstelle zu stehen kommt. Sie besitzen meist zwei Böden, von denen der untere zur Zusammensetzung des Caissons bestimmt ist und leicht entfernt werden kann, während auf dem oberen Boden Hängeschrauben aufgelagert werden, an denen der vollendete Caisson mit Ketten aufgehängt werden kann.

Der Arbeitsvorgang hierbei ist nun folgender:

Sobald die Arbeitskammer vollständig zusammengesetzt und auf ihre Dichtigkeit geprüft ist, wird sie an den Ketten mit Hilfe der Schrauben etwas angehoben, worauf der Rüstboden entfernt wird. Dann beginnt man die Arbeitskammer hinunterzulassen, indem man die Schrauben gleichmäfsig ablaufen läfst, die Hängeketten entsprechend verlängert, die Hängeschrauben wieder aufzieht und diesen Vorgang so lange fortsetzt, bis die Decke der Arbeitskammer ins Wasser zu tauchen beginnt. Man nimmt dann zunächst das Aufsetzen des Mantelbleches vor und beginnt gleichzeitig auf der Blechdecke und zwischen den Deckenbalken die Ausmauerung in Stampfbeton, indem man mit zunehmender Belastung die Arbeitskammer stets mehr ins Wasser tauchen läfst, wobei zu beachten ist, dafs der Caisson nicht etwa zum Schwimmen kommt.

Dieser Vorgang, d. h. die Verlängerung des Mantelbleches, das Aufbringen des Mauerwerks auch über den Balken der Decke und das gleichzeitige Hinunterlassen des

Caissons wird nun fortgesetzt, bis der Caisson den Boden des Wasserlaufes berührt. Ist die Wassertiefe grofs, so dient der Blechmantel als Fangkasten, indem das Mauerwerk oft mehrere Meter unter dem Wasserspiegel zurückbleibt, und der Blechmantel daher zur Aufnahme des Wasserdruckes sorgfältig mit Holz ausgesteift werden mufs. Bei festem Untergrunde wird dann die Mauerung zunächst bis nahe zum Wasserspiegel nachgeführt, es werden gleichzeitig die Steigeröhren und Luftschleusen aufgebracht, hierauf wird Luft in die Arbeitskammer geprefst, diese trocken gelegt und nun die Aufhängung gelöst, so dafs die Arbeitskammer frei auf dem Grunde aufsteht und ihre Eingrabung beginnen kann.

Bei beweglichem Untergrunde gräbt man die Arbeitskammer, bevor man die Aufhängung löst, zunächst um etwa ihre eigene Höhe in den Boden ein, oder besser gesagt so weit, bis die Kolkung des Untergrundes, welche durch das Einbringen des Caissons flufsaufwärts leicht entsteht, den sinkenden Caisson nicht mehr einholt.

Abb. 42 bis 44. *Lagerung der Hängeschrauben für die Gründungsarbeiten im Hafen von Marseille.*

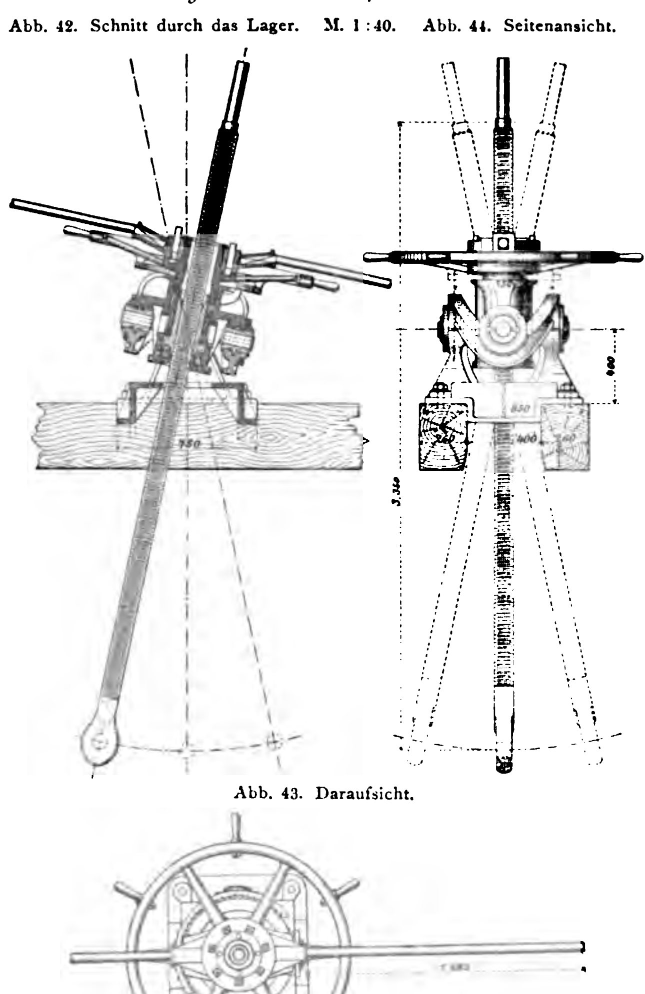


Abb. 42. Schnitt durch das Lager. M. 1 : 40. Abb. 44. Seitenansicht.

Abb. 43. Daraufsicht.

Hat man eine gröfsere Zahl von Fundamenten gleicher Abmessung, z. B. mehrere Pfeiler einer Brücke, auf dieselbe Weise zu gründen, so ist es ökonomisch verteilhaft, statt für jeden Pfeiler ein eigenes Gerüst zu errichten, sich für alle eines schwimmenden Gerüstes zu bedienen. Statt auf Pfähle stellt man dann das Gerüst wohl am besten auf zwei zusammengekuppelte Schiffe, deren Tragfähigkeit und Abmessungen von den Gröfsenverhältnissen der auszuführenden Gründungen abhängen.

Bei Bauten an tiefen, nicht allzu reifsenden, Gewässern und bei Bauten am Meere empfiehlt es sich, die eisernen Arbeitskammern: entweder auf einem festen Gerüst dicht am Ufer zusammenzusetzen, dann ins Wasser zu lassen, den Caisson über seine Verwendungsstelle zu schwemmen und dort zu verankern, oder ihn auf einem Helling zu erbauen und wie ein Schiff vom Stapel laufen zu lassen.

An Meeren mit Ebbe und Flut genügt es, den zusammengesetzten Caisson bei Ebbe soweit vorzuschieben, dafs er bei Flut zum Schwimmen kommt (siehe die Beschreibung der Kaimauern in Bordeaux, S. 342).

Abb. 45.
Aufhängung der Caissons am Gerüst mit schmiedeisernem
a. Bügel. *b. Haken.*
M. 1 : 150.

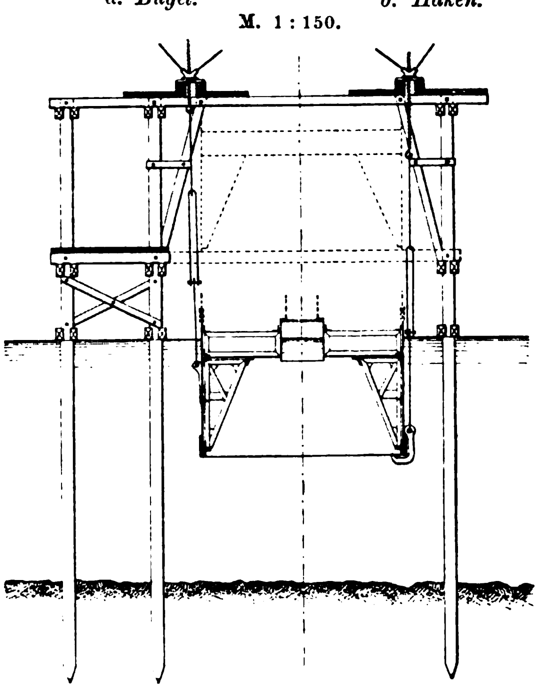


Abb. 46 u. 47.
Aufhängung mit schmiedeisernem Bügel.
M. 1 : 40.

Abb. 46. Abb. 47.

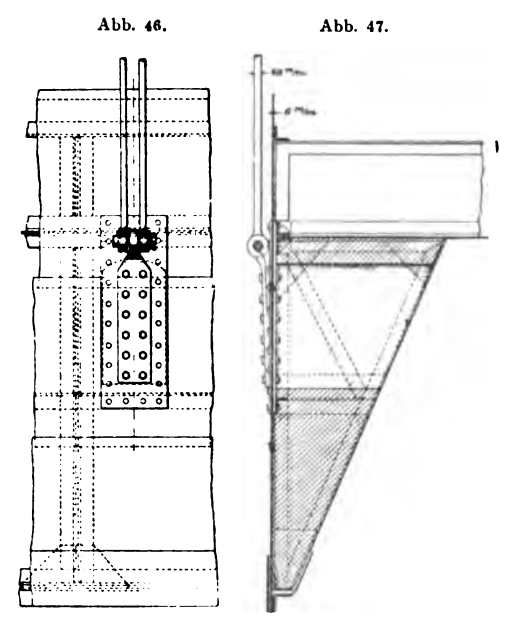
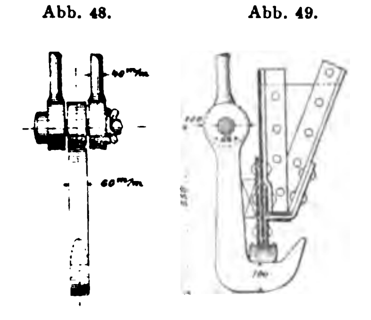


Abb. 48 u. 49. *Aufhängung mit schmiedeisernem Haken.* M. 1:25.

Abb. 48. Abb. 49.



2. Hängeschrauben, Hängeketten und ihre Befestigung an den Arbeitskammern. Die Hängeschrauben sind gewöhnlich mit ihren Muttern auf einer Unterlage gelagert, welche eine bescheidene Neigung derselben nach allen Richtungen zuläfst. Die Muttern selbst werden entweder mit Sperrrädern an langen Hebeln gedreht, die zur gleichmäfsigen Ablassung der Ketten miteinander verbunden werden (s. Gründung in Kehl, S. 322) oder sie tragen Öffnungen zum Einsetzen von Hebeln, an denen die Arbeiter angreifen. Bei Arbeiten auf der See und auf stark fliefsenden Strömen, wo die Caissons meist an Schiffen hängen, empfiehlt es sich, mit Rücksicht auf den Wellenschlag, der ein Schwanken der Schiffe und des Caissons zur Folge hat, die Lager der Schrauben so anzuordnen, dafs sie diesen Schwankungen mit Leichtigkeit folgen können. Bei den Arbeiten im Hafen von Marseille wurde, dies berücksichtigend, eine Lagerung vorgesehen, wie sie die Abb. 42 bis 44 (S. 346) zeigen. Die Ketten bestehen am einfachsten aus langen Gliedern (s. Hebeschrauben, Abb. 57, S. 358) die mit Bolzen verbunden werden. Die Befestigung am Caisson mufs in der Weise erfolgen, dafs sie gelöst werden kann, wenn sie nicht mehr nötig wird.

Man hat dies in verschiedener Weise und meist derart bewirkt, dafs an den Seitenwänden der Arbeitskammern ein besonders geformtes Glied der Kette so angeschraubt wurde, dafs die Muttern der Befestigungsschrauben dieses Gliedes in der Arbeitskammer gelöst und die Schraubenspindeln nach aufsen herausgeschlagen werden konnten, wodurch die Aufhängekette frei wird und gehoben werden kann (s. Abb. 45*a*, 46 u. 47).

Abb. 50 bis 52. *Hafen von St. Malo und St. Servan.*

Abb. 50. Grundrifs. M. 1 : 1000.

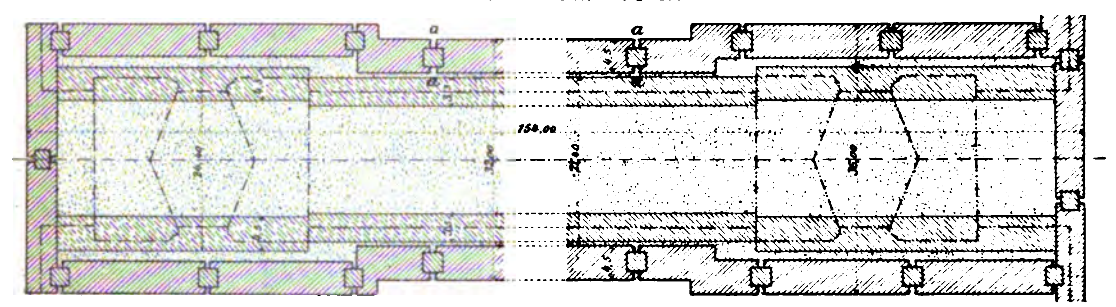


Abb. 51. Schnitt *abcd* (s. Abb. 52). M. 1 : 200.

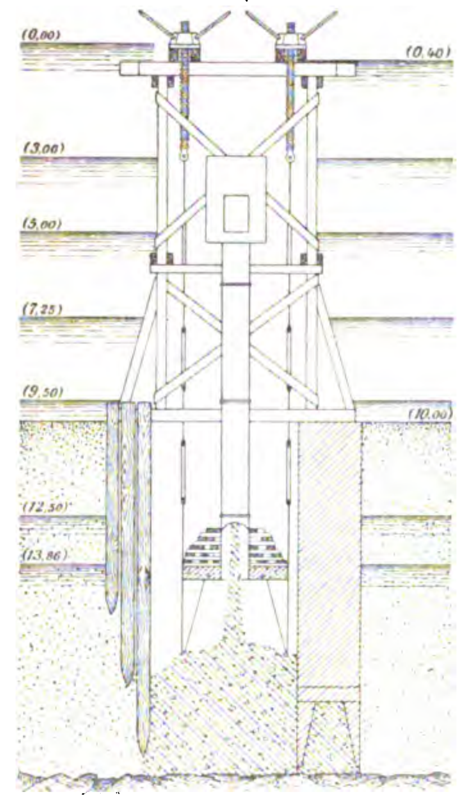
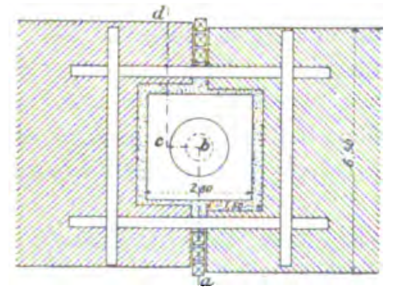


Abb. 52. Grundrifs. M. 1 : 200.



Die einfachste Vorkehrung besteht dagegen darin, dafs man mit Hilfe eiserner, entsprechend geformter Haken, die unten an den Hängeketten angebracht sind, die Arbeitskammer an der Schneide fafst und diese Haken (s. Abb. 45*b*, 48 u. 49, S. 347) frei macht, wenn die Arbeitskammer auf dem Boden aufsitzt und man nach Verdrängung des Wassers in letztere eintreten kann.[32])

§ 5. Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Gründungen. Zum erstenmale war im Jahre 1879 die Aufgabe zu lösen, mit Hilfe von Prefsluft fortlaufende, wasserdichte Fundamente zu erstellen. Es handelte sich um den Bau zweier Mauern im Hafen von St. Malo und St. Servan[33]), durch welche während der Ebbe, die den Vorhafen vollständig trocken legt, das Wasser in zwei Flutbecken zurückgehalten werden sollte. In den Mauern waren überdies Schleusen anzulegen. Dabei befand sich der wasserdichte Granitfelsen in einer Tiefe von 5 bis 12 m unter der Sandschicht, welche den Grund des Hafens bildet.

Der Verfasser schlug vor, die Fundamente der Sperrmauern und der Seitenmauern der Schleusen mit Druckluftgründungen in einzelnen aufeinander folgenden Caissons von 25 bis 30 m Länge bis auf den Granitfelsen hinunterzuführen und nachher die einzelnen Fundamentblöcke unter sich wasserdicht zu verbinden. Zu dieser Verbindung erhielten die einander gegenüberliegenden Schmalseiten der einzelnen Fundamentkörper die in Abb. 50 angegebenen rechteckigen Aussparungen und wurden nicht weiter als un-

[32]) Abb. 16 u. 17, Taf. IX zeigen die paarweise Anordnung der Absenkvorrichtung an den Caissons der Königsberger Pregelbrücke (vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 523).

[33]) Vom Verfasser ausgeführt 1879—1882.

gefähr 50 cm auseinandergestellt. Dadurch entstand zwischen zwei Fundamentkörpern ein beinahe quadratischer Schacht von ungefähr 2,50 m Seitenlänge, aus welchem nun zunächst, ebenfalls bis zum Granitfelsen, der Sand auszuheben und in welchem dann das zur Verbindung zwischen den einzelnen Fundamentkörpern dienende Mauerwerk einzubringen war.

Dort, wo der Felsen nur wenige Meter unter dem Sandboden lag, vollzog sich diese Arbeit ziemlich leicht während der Ebbezeit, indem die beiderseitigen Spalten *a* (s. Abb. 50, S. 348) mittels Spunddielen geschlossen wurden, so dafs der Schacht, mit einer kleinen Pumpe zum Aushub und zum Einbringen des Betons, während der Ebbezeit trocken gelegt werden konnte. Wo aber der Felsen in grofser Tiefe lag, wurde in den Schacht ein kleiner eiserner Caisson eingebracht (Abb. 51 u. 52, S. 348), dessen Seitenabmessungen kleiner waren, als die Seitenlängen des Schachtes und mit dessen Hilfe der Bodenaushub bis auf den Felsen besorgt wurde. Nach Mafsgabe des Fortschrittes des Aushubs wurden Bretter zwischen die in der Zeichnung angedeuteten Winkeleisen der Spalten eingelegt, um das Eindringen neuer Erdmassen in den Schacht zu verhindern. War der Aushub vollendet, so begann die Einfüllung von Beton, der durch eine besondere Betonschleuse, die oben seitlich an der Steigeröhre angebracht war, in den eisernen Kasten gebracht wurde. Dieser Beton wurde nun sorgfältig unter der Unterkante des kleinen Caissons herausgeschoben und gegen die Seitenwandungen des Schachtes geprefst, indem gleichzeitig der Caisson selbst, unter Benutzung von Schrauben, die an einem Gerüst hingen, welches sich auf die beiden zu verbindenden Fundamentkörper stützte, allmählich in die Höhe gehoben wurde. Um diese Arbeit zu vollziehen, ohne dafs der Beton durch die Luftblasen zerstört wird, welche gewöhnlich unter dem Wasser der Arbeitskammer entweichen, ist es passend, längs den Wandungen der Arbeitskammer einige Röhren nahezu bis zu deren Unterkante hinabreichen und dicht unter der Decke in das umgebende Wasser münden zu lassen. Man erreicht damit, dafs der allfällige Überschufs an Luft, statt unter dem Caissonende zu entweichen, durch diese Röhren abzieht. Dieses Verfahren hat zu den besten Ergebnissen geführt und fand bald darauf in ähnlicher Weise auch Verwendung beim Bau der Fundamente für die Nadel- und Rolladen-Wehre und für die Schleusen, die in den Jahren 1881 bis 1884 in der Seine zwischen Paris und Rouen erstellt und bis auf die Kreide hinuntergeführt wurden, welche dort in Tiefen von 6 bis 12 m unter dem kiesigen und sandigen Flufsboden liegt. Bei sehr breiten Fundamenten ist es angezeigt, zwei Schächte anzuordnen und dann auch den Raum zwischen ihnen im Trockenen auszumauern.

Eine kleine Änderung an diesem Vorgange wurde von H. Hersent vorgenommen, welche darin besteht, dafs seine Aussparung in den Schmalseiten der Fundamentkörper nicht mit gleichem Querschnitte bis zur Unterkante der Arbeitskammer reicht, sondern in den zwei untersten Metern an Breite allmählich abnimmt und endlich auf 0 ausläuft (s. Taf. XII, Abb. 12 u. 13). Damit wird erreicht, dafs der Aushub des Bodens im Schachte während der Versenkung der zu verbindenden Fundamente bewerkstelligt wird und zwar um so vollständiger, je enger die Spalte zwischen ihnen gelassen werden kann, so dafs dann blofs noch von oben die Einfüllung des Betons stattzufinden hat, welche in diesem Falle mit Hilfe eines Betonkastens unter Wasser ausgeführt wurde. Man konnte indessen schon nach wenigen Wochen an einer Spalte erkennen, dafs die Verbindung nicht so innig ausgefallen war, wie bei dem vorher angegebenen Verfahren.

Ist die vollständige Wasserdichtigkeit von grofser Bedeutung, so kann man diese dadurch erreichen, dafs man zunächst das Mantelblech an den beiden Seiten *C* und *D*

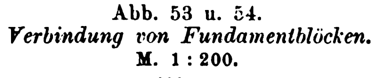


Abb. 53 u. 54.
Verbindung von Fundamentblöcken.
M. 1 : 200.

Abb. 53.

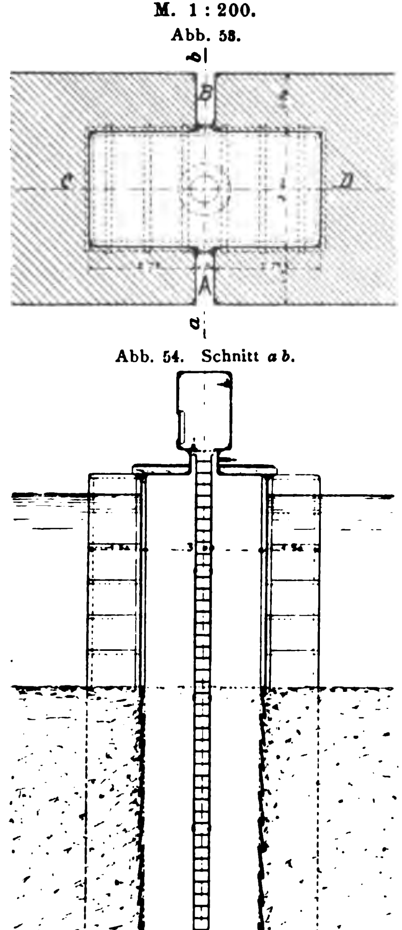


Abb. 54. Schnitt *a b*.

des Schachtes (s. Abb. 53 u. 54) entfernt, bevor man die Ausfüllung mit Beton beginnt, um das zu verbindende Mauerwerk bloſszulegen, und daſs man dann den Schacht in seiner ganzen Höhe trocken legt, um dessen Ausfüllung sorgfältig vornehmen zu können.

Es läſst sich dies dadurch erreichen, daſs man den Schacht zunächst über Wasser mit einem eisernen Deckel abschlieſst, den man auf seinen Langseiten mit den Mantelblechen oben dicht verbindet, welche zu dem Zweck über das Wasser herausragen müssen. Gleichzeitig werden die Spalten *A* und *B* bis auf den Boden des Gewässers mit einer Blechplatte abgeschlossen. Auf den Deckel wird nun eine kleine Luftschleuse aufgesetzt, Preſsluft eingeleitet und die Deckplatte allmählich so stark belastet, daſs sie dem jeweiligen Auftriebe Gleichgewicht zu halten vermag. Der Schacht wird zunächst so tief trocken gelegt, als die Blechtafeln in den Spalten reichen, d. h. bis auf den Boden des Gewässers. Indem man nun von hier ab, wie beim Bau einer Gallerie, zwischen den Winkeleisen in der Spalte hölzerne Pfähle vortreibt und deren Fugen mit Lehm verstreicht, wird es möglich, das Wasser im Schachte immer tiefer zu senken, den Erdaushub auszuführen und derart allmählich bis auf die Tiefe der Fundamente zu gelangen. Nun beginnt von unten nach oben die Ablösung der Mantelbleche auf den Schachtseiten *C* und *D* (siehe Abb. 53), welche durch eine passende Anordnung derselben von vornherein erleichtert werden kann, und gleichzeitig die Ausfüllung mit Beton oder Mauerwerk. Man wird solche Arbeiten mit vollem Erfolge durchführen, wenn man für eine ausgiebige Luftzufuhr besorgt ist, die allfällige Entweichungen, infolge Undichtigkeit in den Spalten *A* und *B*, auszugleichen vermag.

Unter ganz eigenartigen Verhältnissen haben wir die Erstellung eines fortlaufenden wasserdichten Fundamentes im Vorhafen zum neuen Hafen von La Rochelle nächst La Pallice ausgeführt (s. Abb. 55 u. 56, S. 351). Statt durch einen Hafendamm, muſste, örtlicher Verhältnisse wegen, der neue Vorhafen in La Pallice durch eine bis 5,50 **m** unter Ebbespiegel hinabreichende Mauer begrenzt werden, die ursprünglich in einzelnen Fundamentblöcken von 20 **m** Länge und 8 **m** Breite erstellt wurde, welche unter sich einen Zwischenraum von 1,5 bis 3 **m** stehen lieſsen; dieser Zwischenraum sollte im Fundament nicht ausgefüllt werden, da hierzu kein Bedürfnis vorlag, wurde aber dicht über Ebbespiegel mit kleinen Bogen überbrückt, um die Hafenmauer über Ebbe fortlaufend aufmauern zu können.

Der Aushub der Kalkfelsen hinter dieser Hafenmauer, der zur Schaffung der nötigen Wassertiefe im Vorhafen vorgesehen worden war, sollte ursprünglich im Schutze der Hafenmauer mittels Sprengung und Baggerung unter Wasser stattfinden. Da die

Abb. 55 u. 56. *Hafenmauer in La Pallice.*

Abb. 55. Querschnitt.

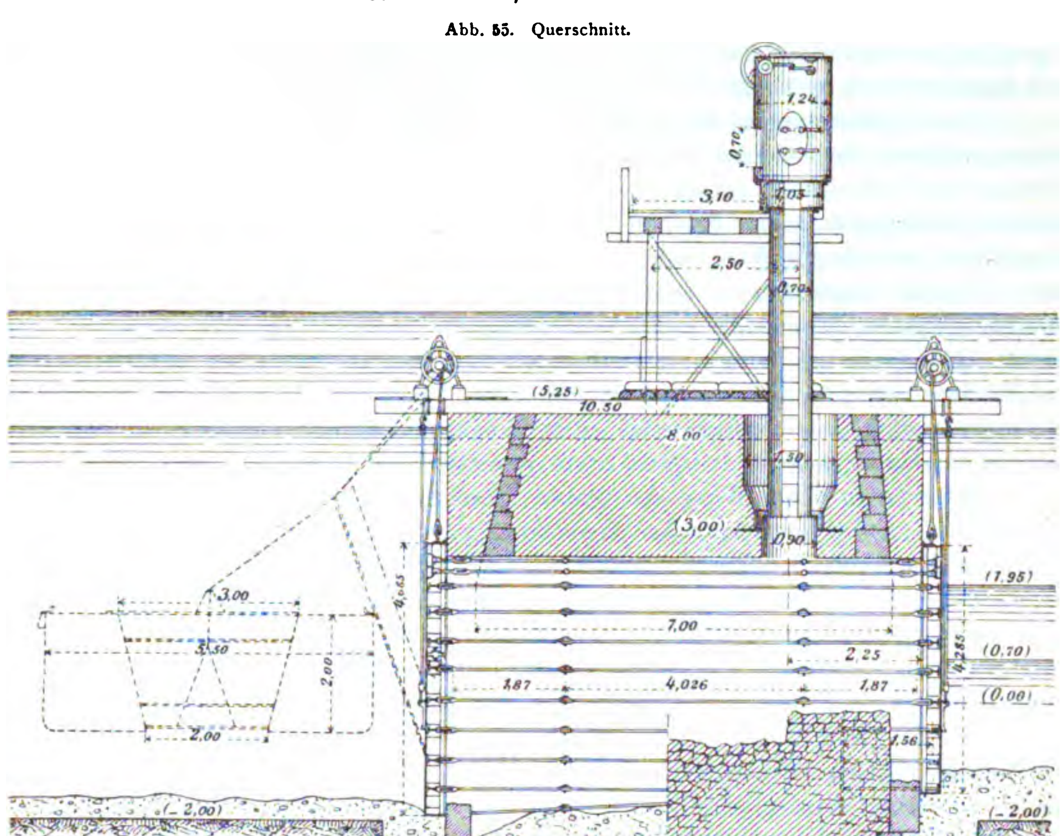
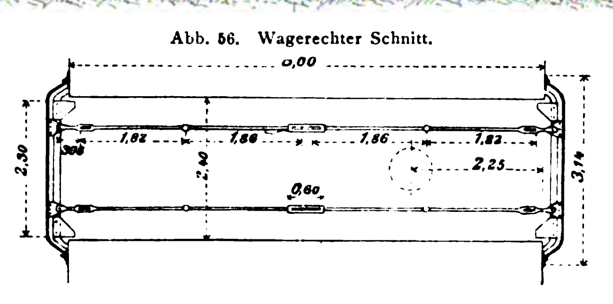


Abb. 56. Wagerechter Schnitt.



Gründung der Hafenmauer jedoch ergab, daſs in einiger Tiefe sehr hohe und harte Kalkschichten sich vorfanden, deren Aushub mittels des vorgesehenen Verfahrens groſse Schwierigkeiten geboten hätte, entschloſs man sich im Laufe der Bauausführung, den Aushub im Trockenen zu vollziehen, da der Boden sich als ziemlich wasserdicht erwies, und es muſste deshalb auch die Hafenmauer in ihrer ganzen Tiefe wasserdicht erstellt, folglich die Lücke zwischen den einzelnen Fundamentkörpern wasserdicht geschlossen werden.

Zu dem Zweck wurden mehrere eiserne Schilder mit der in den Abb. 55 u. 56 dargestellten Anordnung gebaut, um mit ihnen äuſserlich die Lücken zwischen zwei Fundamentkörpern zunächst bis auf den Boden abschlieſsen und durch Einführung von Preſsluft trocken legen zu können. Die schon ausgeführten Gewölbe über den Lücken hatten dabei als Decke zu dienen. Um den wasserdichten Abschluſs der eisernen Schilder gegen die zu verbindenden Fundamentmauern zu erzielen, wurden deren Ränder mit Wülsten aus Segeltuch versehen, die man mit Moos ausgefüllt hatte, während das An-

pressen der Schilder und dieser Wülste gegen die Mauern mit Hilfe von durchgehenden Zugstangen bewirkt wurde, die in ihrer halben Länge in den Schildern festsafsen, mit einem Schraubengewinde endigten und dem Zurückweichen des Wassers entsprechend mit Doppelmuttern vereinigt und zusammengezogen werden konnten.

Die Verbindungsgewölbe wurden zu dem Zweck durchbrochen, blecherne Steigeröhren in diese eingemauert, Luftschleusen aufgesetzt und darauf die Schilder eingebracht und einander so genau als möglich gegenüber gestellt. Bei Ebbe wurden die obersten Zugstangen beider Schilder verbunden und angezogen, dann wurde Prefsluft eingeführt, dadurch der Wasserspiegel gesenkt und hierdurch ermöglicht, fortschreitend, tiefer liegende Zugstangen zu verbinden und somit die Schilder stets mehr gegen die Fundamentmauer zu pressen und abzudichten, bis man endlich den Boden erreicht hatte. Hier fand mit Hilfe von Lehmsäcken die Dichtung zwischen der Unterkante der Schilder und dem ziemlich dichten Felsboden statt, so dafs nun auch bis auf die Tiefe der anstofsenden Fundamentblöcke in diesen eingedrungen und hierauf der Aufbau der Verbindungsmauer zwischen ihnen bewerkstelligt werden konnte.

Während in dieser Weise die Lücken zwischen den Fundamenten ziemlich rasch ausgemauert wurden, war auch der ursprünglich offen gelassene Hafeneingang vorläufig mit einer Mauer geschlossen worden, zu deren Ausführung das Prefsluftverfahren in Verwendung kam, und nun konnte der ganze Vorhafen durch Auspumpen trocken gelegt werden. Dabei erwies sich die Hafenmauer als so dicht, dafs, trotz der Tiefe des ausgegrabenen Beckens von 5 m unter Ebbespiegel und einer Fluthöhe von 6,56 m, somit einem Wasserdruck von 11,56 m, bei einer Gesamtoberfläche von 3 ha, welche der unterhalb Ebbe liegende Teil des Fluthafens mafs, die ganze Abgrabung im Trockenen stattfinden konnte, wobei blofs alle acht Tage die Pumpvorrichtungen in Gang gesetzt zu werden brauchten.

Als Beispiel der wasserdichten Verbindung zweier getrennter Fundamentkörper grofser Breite kann das Verfahren dienen, welches in Livorno eingeschlagen wurde, um den Raum auszufüllen, der zwischen dem alten, stehen gebliebenen Dock, und dem zu dessen Verlängerung mittels Prefsluft unabhängig gegründeten, hinteren Abschlufsstücke entstanden war.

Vor Versenkung des Caissons (s. Abb. 1, Taf. XI u. S. 326), mit welchem ein Teil des alten Docks abgeschnitten wurde, war der zu erhaltende Teil des alten Docks vorläufig mit einer Mauer abgeschlossen worden, so dafs er während der Bauzeit zur Aufnahme kleiner Schiffe dienen konnte. Andererseits war bei Gründung der Verlängerung, längs der ganzen Breite des Docks, über der Decke des zu versenkenden Caissons, in einer Breite von 1 m, das Mauerwerk ohne Mörtel ausgeführt worden. Hinter dieser im Trockenen aufgebauten Rinne war auch das Verlängerungsstück, entsprechend dem stehen gebliebenen Dock, mit einer Quermauer begrenzt worden. Endlich waren in den Seitenwänden des neuen Dockstücks rechteckige Nischen ausgespart.

So blieb denn nach vollendeter Versenkung des Verlängerungsstücks zwischen den beiden Quermauern, welche die beiden Dockteile begrenzten, ein stets mit Wasser gefüllter Raum übrig, in welchem nun, sowohl in der Sohle als in den Seitenmauern, die wasserdichte Verbindung der beiden Dockteile auszuführen war. Zur Herstellung der Sohlenverbindung diente ein kleiner Caisson von 1,75 m Breite und 7,50 m Länge, welcher an einem Rollgerüst aufgehängt wurde; dieses Rollgerüst lief auf Schienen, die auf den beiderseitigen Quermauern gelagert waren (s. Taf. XII, Abb. 14 bis 16).

Mit Hilfe dieser Vorkehrungen wurde zunächst in der ganzen Breite der zu verbindenden Fundamente das Trockenmauerwerk entfernt und dadurch ein Sohlenschlitz zwischen den zu vereinigenden Sohlenmauern gebildet. Nachdem dieser sorgfältig gereinigt worden war, wurde in Schichten von 0,50 m, mit Hilfe des oben beschriebenen Caissons, Beton in denselben eingebracht und, ähnlich wie bei Ausfüllung der Schächte zwischen zwei Langmauern, unter der Caisson-Unterkante trocken an die Seitenmauern des Sohlenschlitzes geprefst.

Nach jeder Füllung wurde der Caisson durch Verschieben des Wagens und gleichzeitiges Heben mittels der Hängeschrauben in eine neue Stellung gebracht. Die kleinen Zwischenräume zwischen zwei in gleicher Höhe liegenden Füllungen wurden in der oberen Schicht trocken gelegt und ausgefüllt und derart allmählich der ganze Sohlenschlitz verfüllt. Da in den Seitenmauern und deren Aussparungen, wie aus der Zeichnung hervorgeht, kein Erdaushub mehr, sondern blofs eine Ausfüllung stattzufinden brauchte, und man bei der vorliegenden Bodenart den Schlitz mit Brettern leicht absperren konnte, so erfolgte die Ausfüllung der Aussparung unter Wasser mit Hilfe einer Betonrinne in freier Luft. Beide Füllungen gelangen vollständig, so dafs im Mauerwerk des Docks die Verbindungsstelle an keinem äufseren Merkmal, wie Risse oder Infiltrationen u. s. w., bemerkbar ist. Dabei sei erinnert, dafs kein Zementbeton bei diesen Arbeiten zur Verwendung kam, sondern ausschliefslich Beton mit Mörtel aus ungemahlener Puzzolanerde von Rom und dem freilich ausgezeichneten Schwarzkalk von Chioma.

C. Bewegliche Caissons.

Während die Druckluftgründungen mit verlorener Arbeitskammer sich auf das Jahr 1841 zurückführen lassen, indem der französische Minen-Ingenieur Triger in jenem Jahre in einer Eingabe an die Akademie der Wissenschaften die Vorteile dieser Ausführungsweise angab, welche er bei Chalonnes an der Loire zu erproben Gelegenheit gefunden hatte, so sind dagegen die unterseeischen Arbeiten in Prefsluft unter Glocken schon seit Jahrhunderten bekannt, ohne im Laufe dieser Zeit wesentliche Fortschritte gemacht zu haben. Seit der Entwickelung der im vorigen Abschnitt beschriebenen Arbeiten und namentlich seitdem die Prefsluftgründungen auch auf die Bauten am Meere oder in Seehäfen ausgedehnt worden sind, machten aber auch die Arbeiten unter Glocken grofse Fortschritte.

Abgesehen von einem Versuch, die Pfeilerfundamente einer Brücke über einen Meeresarm in Dänemark unter einer gröfseren Glocke auszuführen, fand diese Ausführungsweise zunächst Verwendung zum Beseitigen unterseeischer Felsbänke und seither auch zur Ausführung von Fundamentmauerwerk in den verschiedensten Formen. Sie bietet namentlich dann Vorteile, wenn es sich um Ausführung von Mauermassen handelt, die eine grofse Ausdehnung erhalten sollen (Trockendocks, Kaimauern, Schleusen), und wenn die tragfähigen Schichten nur in geringer Tiefe unter dem Flufs- oder Meeresboden sich befinden, dagegen der Meeresboden selbst tief unter dem Wasserspiegel liegt, oder aber dann, wenn diese Verhältnisse zwar durch die Natur nicht gegeben sind, dagegen ohne Schwierigkeiten künstlich herbeigeführt werden können. Dies wird der Fall sein, wenn man den Aushub bis auf die tragfähige Schicht mit Hilfe von Baggermaschinen besorgen kann, und es sich somit blofs noch darum handelt, auf der blofsgelegten tragfähigen Schicht eine Reinigung und Ausgleichung vorzunehmen und auf dem so vorbereiteten Boden das Fundamentmauerwerk aufzubauen.

Je nach der Arbeit, welche ausgeführt werden soll (Felssprengung oder Ausführung von Mauerwerk) und je nach der Ausdehnung, die man einem Mauerfundament geben mufs, wird nicht nur die Bauart der Glocke, sondern auch deren Betrieb sich ändern müssen. Zur Ausführung von Sprengarbeiten in einem Flufs mit mehr oder weniger starker Strömung werden im allgemeinen den Glocken geringere Abmessungen gegeben werden müssen. Das nämliche wird der Fall sein, wenn die Glocke zur Erstellung einer langgestreckten Mauer von bescheidener Breite dienen soll.

In solchen Fällen wurden bisher zum Betrieb und zur Sicherung der Standsicherheit die Glocken meist durch Schwimmer oder Schiffe getragen. In letzter Zeit wurden aber diese Glocken oft an Wagen aufgehängt, die auf einem Gerüste fortgerollt wurden. Diese Gerüste standen auf Pfählungen, namentlich bei Bauten in Flüssen. Man mufs dagegen von solchen Rüstungen absehen, wenn sie auf einem felsigen, in grofser Tiefe liegenden Untergrund erstellt werden müfsten. In solchen Fällen wurde zu Rüstungen gegriffen, die aus einzelnen Schwimmern bestehen, welche über den vorher abgeglichenen Untergrund geflöfst und dort durch Anfüllen mit Wasser festgestellt werden, um nach Gebrauch durch Ausschöpfen wieder zum Schwimmen gebracht und verstellt werden zu können.

Handelt es sich aber um Felssprengungen oder um ausgedehnte unterseeische Mauerarbeiten, die nur mit Glocken von grofsen Längen- und Breitenausdehnungen ausgeführt werden können, so sind Schwimmer oder zusammengehängte Schiffe zum Aufhängen derselben unzureichend und es bleibt in solchen Fällen nur möglich, die Glocke selbst mit einem Schwimmer auszurüsten, welcher einen organischen Teil derselben bildet.

Wir behandeln im nachstehenden:

1. Glocken, die auf festen Gerüsten gerollt werden, sei es, dafs diese Gerüste
   a) auf Pfählungen stehen, oder
   b) aus einzelnen, schwimmenden, versetzbaren Teilen gebildet werden.
2. Bewegliche Caissons oder Glocken, welche an Schiffen aufgehängt sind.
3. Bewegliche Caissons oder Glocken, welche keiner Aufhängung bedürfen.

§ 6. Bewegliche Caissons oder Glocken, welche an festen Gerüsten, auf Rollen beweglich, aufgehängt sind.

1. Feste hölzerne Rüstungen auf Pfählen. Diese Anordnung entspricht im wesentlichen den Rüstungen, wie sie im § 4 (S. 345 ff.) für Caissons von Brückenpfeilern angegeben wurden, mit dem Unterschiede, dafs es sich in solchen Fällen nicht mehr um den Einbau eines oder einiger Pfeiler in einem Flufs handelt, sondern um die Erstellung eines fortlaufenden Bauwerks quer durch einen Flufs, wie beispielsweise eines Wehres mit seinen Pfeilern und Wehrschwellen oder einer fortlaufenden Kaimauer im Meer.

Während im allgemeinen bei Erstellung von Pfeilergründungen die festen Gerüste aus 2 übereinanderliegenden Böden bestehen, von denen der untere zur Ausführung des Mauerwerks im Caisson und zur Aufstellung allfälliger Betriebsmaschinen, der obere zum Heben und Senken des Caissons an seinen Hängeschrauben dient, so ist bei Rüstungen für bewegliche Caissons der untere Boden fest und dient dem gleichen Zweck wie bei einem Einzelgerüst, während der obere Boden, an dem der Caisson in seinen Schrauben und Ketten hängt, beweglich sein und auf einem Fahrgleise quer zur Flufsrichtung oder im Sinne der Längsrichtung des Baues fortbewegt werden mufs.

Der untere Boden wird bei Flüssen meist wenig über Hochwasser, am Meer über Fluthöhe angeordnet; das Fahrgerüst erhält gewöhnlich eine Höhe, die es gestattet die Unterkante des Caissons auf die Höhe des unteren Bodens zu heben, d. h. ebenfalls etwas über den höchsten Wasserspiegel. Dieses Fahrgerüst kann aus Holz oder Eisen erstellt werden und erhält eine genügende Räderzahl, um die Last (Caisson) auf eine Länge des Gerüstes zu verteilen, welche dafür Gewähr bietet, dafs dessen einzelne Teile in der Lage sind, die Beanspruchung zu übernehmen.

Für die Erstellung der Grundschwelle und der Pfeiler zum Schützenwehr der Wasserwerksanlage Beznau (Aargau, Schweiz) quer durch die Aare, das aus 7 Schwellen von je 15 m lichter Weite zwischen 6 Flufspfeilern und 2 Widerlagern bestand, die alle durch die überliegende Kiesschicht in den unterliegenden Triaskalkfelsen mit Hilfe eines einzigen beweglichen Caissons eingebettet wurden, ist vom Verfasser ein solches Gerüst angewendet worden.

Der Caisson diente im vorliegenden Fall zuerst zum Aushub des Kiesbodens und zum notwendig werdenden Abhub der Kalkfelsen, nachher zur Ausführung des Mauerwerks auf letzteren bis auf Mittelwasserhöhe.

Der untere Boden, der aus 2 Längsgerüsten bestand, trug einseitig ein Materialgleis. Auf jedem der beiden Längsgerüste waren die Schienen für den Laufwagen mit seinem Caisson angeordnet.

2. Feste Rüstungen aus einzelnen Teilen, die als Schwimmer gebaut sind und verstellt werden können. Bei Erstellung von Fundamenten für Kaimauern, die in grofser Tiefe auf festem Untergrund (Steinschüttungen oder Felsen) aufgemauert werden, lassen sich feste Gerüste aus Holz oder Eisen nur mit grofsen Kosten erstellen und bieten nur dann einige Sicherheit gegen Seegang, wenn man sie sehr stark ausführt.

Bei Erstellung desjenigen Teiles der neuen Kaimauern im Bassin de la Pinède in Marseille, der in offener See, nicht durch Steinwürfe geschützt, ausgeführt werden mufste, konnte ein an Schiffen aufgehängter beweglicher Caisson des häufigen und schweren Seeganges wegen nicht verwendet werden und war eine Glocke mit eigenem Schwimmer aus Gründen der Standsicherheit blofs in gröfserer Tiefe, nicht aber in den höheren Lagen zu gebrauchen. Man mufste deshalb zu einem festen Gerüst greifen, das aus einzelnen Teilen zusammengesetzt wurde, die als Schwimmer gebaut, nach Gebrauch hinter dem Laufwagen mit dem Caisson weggeschwemmt und vorn am Caisson wieder aufgestellt und miteinander zu einem festen Gerüst verbunden werden konnten. Das Gerüst besteht somit aus mindestens 2 Paar Gerüstabschnitten, von denen jedes Paar lang genug ist, um den Laufwagen mit dem Caisson aufzunehmen, so dafs die Verlegung des hinteren ausgedienten Gerüstteiles nach vorn stattfinden kann, während der Caisson an seinem Wagen auf dem anderen Gerüstteil in Tätigkeit ist. Ein Gerüstpaar besteht aus 2 eisernen parallelepipedischen Kasten von 1,10 m Dicke, die mit einer Schmalseite auf dem Boden aufruhen und, da sie etwas länger sind, als der Gerüstwagen mit seinem Caisson, an ihren beiden Enden kräftig miteinander verbunden werden können. Der Raum, den sie zwischen sich frei lassen, erlaubt es, den Caisson mit den Schrauben und Ketten, die auf dem Laufwagen aufgestellt sind, der selbst auf der oberen Schmalseite des Schwimmerpaares auf Schienen steht, zu senken oder zu heben, je nachdem die Arbeit dies verlangt.

Hat man mit Hülfe des Caissons die Mauer bis oben aufgeführt, so findet sich indessen das abgebrochene hintere Gerüstpaar vorn genau in der Achsrichtung dicht neben

dem anderen wieder aufgestellt, der Wagen mit seinem Caisson wird auf dasselbe übergerollt und die Arbeit beginnt von neuem. Der Vorgang verlangt selbstverständlich, dafs die Schwimmerpaare genau in gleicher Höhe auf dem Untergrund aufgestellt werden können und auf ihrer ganzen Fläche aufruhen. Es wurde dies in Marseille dadurch leicht erreicht, dafs in einer beweglichen Glocke mit eigenem Schwimmer vor dem Schwimmgerüst her eine genau wagerecht abgerichtete Betonfläche für die Schwimmer auf etwa 1,50 m Breite hergerichtet wurde. Man kann diese Fläche übrigens auch durch geübte Taucher herstellen lassen. Um nicht den Blechboden unmittelbar aufruhen zu lassen und ihn dabei durch etwa vorstehende Steine zu beschädigen, aber auch um zu verhindern, dafs bei Seegang der Blechboden der Schwimmer beim Umstellen auf dem vorgerichteten Boden oftmals aufschlägt und dadurch beschädigt wird, empfiehlt es sich, starke Bohlen gegen den Boden zu schrauben, die unter sich einen wenigstens 30 cm breiten Raum frei lassen.

Sollen die Schwimmer verlegt werden, so hebt man zunächst die Querverbindungen zwischen ihnen aus und pumpt so lange Wasser aus denselben, bis sie zu schwimmen anfangen. Sind sie über die neue Stelle gebracht worden, so werden zuerst wieder die Querverbindungen eingehängt, die verbundenen Teile sorgfältig in ihre neue Lage gebracht und dann mit Wasser vollgefüllt.

Der Vorgang vollzieht sich auch bei frischer Brise ohne grofse Schwierigkeiten. Man erhält auf diese Weise einzelne Mauerwerkskörper, über deren Verbindung zu einer fortlaufenden ununterbrochenen Mauer in § 9 das Nötige mitgeteilt wird.

§ 7. Bewegliche Caissons oder Glocken, welche an Schiffen aufgehängt sind. Diese Glocken unterscheiden sich im allgemeinen nur wenig von einem gewöhnlichen, zwischen zwei gekuppelten Schiffen aufgehängten, eisernen Caisson, welchen man mittels Hebezeug allmählich auf den Boden des Gewässers hinunterläfst, um ihn bleibend in den Boden einzugraben. Da solche Glocken jedoch gar nicht, oder nur unbedeutend, in den Boden einzudringen bestimmt sind und eine Last zu tragen haben, welche den Auftrieb nur wenig übertrifft, so können sie in einzelnen ihrer Teile wesentlich leichter gebaut werden als gewöhnliche Caissons. Es gilt dies namentlich von den Konsolträgern der Seitenwandungen, welche keine grofse Last auf den Boden zu übertragen haben. Die Wandungen haben in diesem Fall nur dem Überschusse des inneren Luftdrucks zu widerstehen, welcher sich in der ganzen Höhe der Arbeitskammer gleich bleibt, wogegen der äufsere Wasserdruck nach oben abnimmt.

Die Belastung, welche zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes dienen mufs, sobald das Wasser aus der Arbeitskammer vertrieben und diese mit Luft gefüllt wird, kann auf verschiedene Weise erzeugt werden. Zuweilen wird auf der Decke oder längs den Seitenwänden das nötige Gewicht bleibend angebracht, und in diesem Fall müssen Schwimmer oder Schiffe diesen Ballast tragen, solange die Arbeitskammer luftleer ist. Andererseits wird die Anordnung wohl auch so getroffen, dafs das Schiff, an welchem die Glocke hängt, mit seiner Belastung an Luftpumpen, Dampfmaschinen, Wasser, Kohlen u. s. w. an einem Gerüst, welches auf der Glocke aufsteht, aufgezogen werden kann, so dafs die Last dieses Schiffes mit seiner Ladung, bei wasserfreier Arbeitskammer, dem Auftriebe entgegenwirkt.

Auf das erste Verfahren ist man angewiesen, wenn die Oberfläche des Bodens, auf den die Glocke zu stehen kommt, im allgemeinen tief unter Wasser liegt und zeitweise sehr uneben ist, so dafs die Glocke nur auf einigen Punkten aufstehen kann.

Es handelt sich nämlich dann darum, zu vermeiden, daſs die Belastung an einem langen Hebel auf die Glocke wirkt und unter Umständen deren Standsicherheit in Frage stellt. Das zweite Verfahren paſst hingegen für Arbeiten in geringer Wassertiefe und für Glocken von geringer Ausdehnung.

1. **Hängeglocken.** Zu der ersten Art gehören die Glocken, die im Hafen von Genua in den Jahren 1889 bis 1894 zu Felssprengungen und zum Bau von Kaimauern gedient haben und welche in den Abb. 1 bis 6, Taf. XIII, dargestellt sind.

Die Arbeitskammer *A* hat eine Länge von 20 m, eine Breite von 6,50 m und ist zwischen zwei Schiffen *B* aufgehängt (s. Abb. 1). Die Rüstungen *C* auf diesen Schiffen sind, wie die Schiffe selbst, aus Holz erstellt, während eiserne Balken *D* dieselben verbinden und die Glocke mittels Schrauben und Ketten *E* tragen. Die Konsolträger der Wandungen *F* der Arbeitskammer der Glocke (s. Abb. 3) bestehen aus ⊔-Eisen, welche nur in halber Höhe, mittels einer Konsole, gegen die Decke versteift sind. Zwischen den Deckenbalken liegt ein Ballast aus rohen Guſseisenmasseln, die in einen schwachen Mörtel gelegt sind. Diese Guſseisenbelastung ist so bemessen, daſs sie, das Eisengewicht der Glocke inbegriffen, nach Abzug der eigenen Wasserverdrängung, nicht nur dem Gewichte des Wassers gleichkommt, welches jeweilen durch die Preſsluft aus der Glocke und den Kammern verdrängt wird, sondern dieses Gewicht noch um 200 kg für das qm Grundfläche der Arbeitskammer übersteigt. Auf der Glocke sind die Röhren *F* für drei Luftschleusen angebracht (s. Abb. 2); diese sind in verschiedenen Höhen mehrmals untereinander verbunden und versteift. Die Hebeketten hat man auf der Innenseite der äuſseren Blechwand in der Höhe der Deckenbalken angebracht.

Über den Deckenbalken befinden sich zwischen den Steigeröhren wagerechte Blechröhren *G* von etwa 1,55 m Durchmesser und 7 m Länge. Sie sind mit starken eisernen Bändern an die unter ihnen liegenden Deckenbalken befestigt, besitzen an ihrer tiefsten Stelle eine gröſsere Öffnung, welche sie stets mit dem äuſseren Wasser in Verbindung hält und tragen eine Röhre, die über den Wasserspiegel hinausreicht und mittels eines Hahnes entweder mit der freien Luft oder mit einer Leitung von Preſsluft in Verbindung gesetzt werden kann. Wenn die Glocke auf dem Boden steht und wasserleer ist, wenn somit in ihr gearbeitet werden kann, so sind die Hähne der Röhren, die auf jedem dieser beiden zylindrischen Schwimmer stehen, offen und diese deshalb mit der freien Luft in Verbindung. Die Schwimmer sind infolge dessen mit Wasser gefüllt. Soll hingegen die Glocke gehoben werden, so schlieſst man die Hähne, setzt die Zuleitungsröhren mit den Luftpumpen in Verbindung und preſst das Wasser aus den Schwimmern heraus. Damit wird erreicht, daſs der Überschuſs an Ballast gegenüber dem Auftrieb in der Glocke nahezu ausgeglichen wird, so daſs zu ihrer Hebung an den Schrauben beinahe keine Kraft mehr notwendig ist.

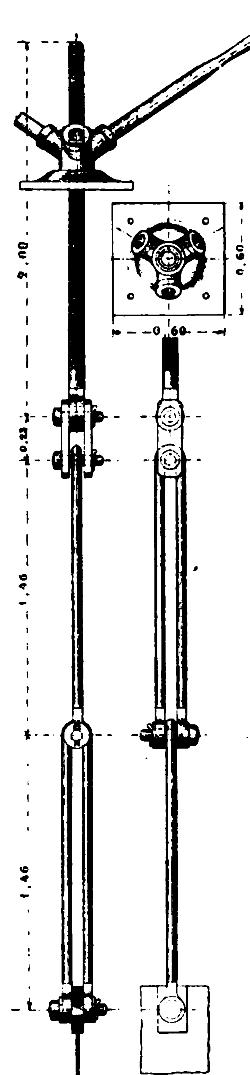
Auf den Schiffen befindet sich, auſser den Hebevorrichtungen, eine Dampfmaschine zum Betriebe eines Luftkompressors, zum Betriebe der Hebevorrichtungen der Schleusen und zum Antriebe einer Dynamomaschine für die elektrische Beleuchtung der Glocke.

Damit die Glocke zur Reinigung ganz aus dem Wasser gehoben werden kann, muſs dafür gesorgt sein, daſs die Luftschleuse zwischen den eisernen Balken durchgehen kann, an denen die Glocke hängt. Bevor man die Glocke völlig aus dem Wasser hebt, wird sie entlastet, und im gleichen Verhältnis wird auch das Wasser in die Arbeitskammer eingelassen. Soll die Glocke einige Zeit untätig bleiben, so stellt man

sie an geschützter Stelle am besten auf den Boden ab, verankert die Schiffe und läfst die Hängeschrauben lose.

Beabsichtigt man mit der Glocke unterseeische Sprengarbeiten auszuführen, so ist sie mit einer Druckwasserleitung *H* zu versehen, die aufsen längs den Steigeröhren zu den Luftschleusen bis auf die Decke hinunterreicht, diese durchsetzt und von dort längs der Decke im ganzen Raume herumgeführt werden kann.

Abb. 57. *Hebeschraube.*
M. 1 : 40.



Ähnlich war die Glocke *A* gebaut, die dem Verfasser dazu gedient hat, im Tiberbett in Rom, unter dem Sande und bis auf 5 m unter Niederwasser, alte Mauermassen anzubohren und zu sprengen, um sie dann mit Baggermaschinen aus dem Flufsbett zu heben (s. Taf. XIII, Abb. 7 bis 10). Auch diese Glocke war an zwei zusammengekuppelten Schiffen *B*, welche hölzerne Rüstungen *C* trugen, mittels Ketten und Schrauben *D* aufgehängt; Abb. 57 gibt die Einzelheiten dieser Schrauben. Die Glocke war aber zylindrisch und hatte einen Durchmesser von nur 2,75 m. Infolge dieser geringen Abmessungen bedurfte sie nur schwacher Konsolträger längs den Wandungen, dagegen erhielt sie einen starken gufseisernen Schuh *E* (s. Abb. 9), welcher an die Wandbleche festgeschraubt war und auf welchem Gufseisenmasseln *F* gegen die Wand gelehnt, dicht nebeneinander stehend und mittels Bändern gehalten, den nötigen Ballast gegen den Auftrieb boten und gleichzeitig die blechernen Wandungen gegen die Splitter der Sprengschüsse schützten, die ohne weiteres in der Glocke abgebrannt wurden. Um den Schwerpunkt dieser kleinen Glocke nicht zu hoch zu stellen, waren die zwei Luftschleusen *G* unmittelbar auf ihrer Decke angebracht. Die inneren Türen *a* befanden sich somit in der Decke der Arbeitskammer, während die zwei Türen *b*, welche nach aufsen führen, in einen oben offenen Steigeschacht *c* mündeten, der mit einer Leiter *d* versehen war.

Eine zweite gröfsere Sprengglocke *A*, deren wir uns in Rom zur Entfernung ausgedehnter Mauerkörper bedienten, die sich im Tiberbette vorfanden, erhielt die in Taf. XIII, Abb. 11 bis 13 dargestellte Anordnung. Auch sie hing an einem schwimmenden Gerüst *B*. Statt der röhrenförmigen Schwimmer über den Deckenbalken der Glocken in Genua lag hier der Schwimmraum *C* (s. Abb. 13), in den abwechselnd Wasser oder Luft eingebracht werden konnte, über dem ganzen Arbeitsraume der Glocke. Es konnte diese folglich mit leichter Mühe und ohne Störung der Standsicherheit gehoben werden, wenn man die Luft aus dem Arbeitsraum *A* der Glocke in den oberen Schwimmerraum übertreten liefs, so dafs hier das Wasser, nach Mafsgabe seines Eintrittes in den Arbeitsraum, verdrängt wurde.

Eine ähnliche Arbeit wie in Genua, nämlich eine grofse Länge wasserdicht zu erstellender Kaimauern, wurde in Marseille ausgeführt, mit dem Unterschiede indessen, dafs der Bau in Fortsetzung des bestehenden Hafens, somit ohne anderen Schutz gegen

die dort herrschenden Nordwinde (Mistral) als eine vorliegende, zum Teil unvollständige Steinschüttung (Jetée), ausgeführt werden mufste.

Diese Sachlage verhinderte die ständige Verwendung der Schwimmgerüste, an denen in Genua die Glocken aufgehängt waren, die zur Erstellung der dortigen Kaimauern dienten. Diese Gerüste dienten hier ausschliefslich dazu, die Glocken zu heben und an ihre neue Arbeitsstelle zu bringen, wurden jedoch sofort, nachdem dies geschehen war, in den Innenhafen zurückgeführt und die Glocken sich selbst überlassen.

Im übrigen ging die Erstellung der Mauern und die derselben vorhergehende Ausgrabung der Baustelle in gleicher Weise wie in Genua von statten.

Mit Rücksicht auf den nicht unerheblichen Erdschub der oberen Erdschichten gegen die Wandungen der Glocken erhielten diese eine erhebliche Versteifung.

2. Taucherschachte. Verschieden von obigen drei Beispielen und zur zweiten Art (s. S. 356) gehörig, sind die Glocken, welche auf dem Rhein zur Sprengung und Tieferlegung des Schiffsweges dienen. Diese sogenannten Taucherschachte der Rheinstrom-Direktion, welche auf Taf. XIII, Abb. 14 bis 17 und in den Textabb. 58 u. 59 dargestellt sind, bestehen aus einer Arbeitskammer A von kreisrundem Grundrifs, von welcher eine exzentrisch aufgestellte Steigeröhre B in den oberen Raum C führt, aus welchem zwei Schleusen D (s. Abb. 59) ins Freie münden.

Abb. 58 u. 59. *Taucherschacht.*

Abb. 58. Grundrifs (Schnitt *a b*).

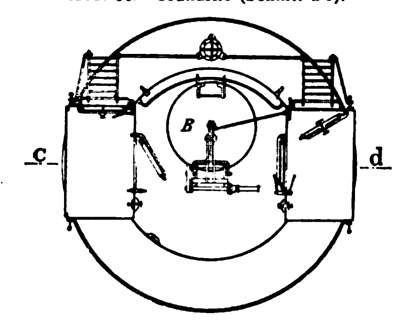
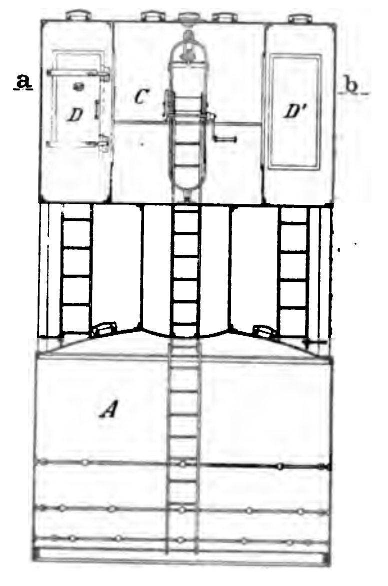


Abb. 59. Lotrechter Schnitt nach *c d*.



Die aus starkem Eisenblech hergestellte Arbeitskammer trägt in geringer Höhe über ihrem unteren Rande ein Winkeleisen, das sowohl zur Versteifung, als zur Aufnahme von Brettern dient, auf denen die Arbeiter stehen können, wenn der Schacht über den Boden gehoben werden mufs. Die Arbeiter halten sich dann an Handstangen, welche der Wand entlang und ringsherum führen.

Im inneren Raume C, in den man von aufsen durch die zwei Schleusen gelangt, befindet sich eine Aufzugvorrichtung, deren Hebekette über dem Förderschachte liegt. Dieser Raum wird von oben mittels zahlreicher Glaslinsen beleuchtet. Über seiner Decke liegt ein kräftiger Querbalken E (s. Abb. 16, Taf. XIII), der mit starken Bügeln an der Decke befestigt ist und an dessen beiden Enden zwei Gelenkketten angreifen. Mittels dieser Ketten hängt der Taucherschacht an zwei Gerüstböcken, die auf dem Schiffe rechts und links und nahe der Mitte aufgestellt sind. Um das Hinablassen des Schachtes auf den Grund des Rheins zu ermöglichen, befindet sich in der Mitte des Schiffes ein viereckiger Ausschnitt.

Während die eine Hälfte des Schiffes als Kajüte und Schlafstätte der Mannschaft dient, befindet sich in der anderen Hälfte der Maschinenraum. Ein Dampfkessel F erzeugt den Dampf für einen horizontalen Dampfzylinder G (s. Abb. 14), dessen Kolbenstange gleichzeitig den Kolben der Luftpumpe H trägt und anderseits mittels

einer Kurbel die Welle *I* dreht. Von hier wird die Drehung mittels eines Vorgeleges auf die Welle *K* übersetzt, welche die beiden Wellen *L* und *L'* antreibt, von denen wiederum die Wellen *M* und *M'* in Umdrehung versetzt werden. Auf den letzteren sitzen nun die Kettenscheiben *N* und *N'* und diesen entsprechen auf einer Welle, welche auf den zwei Gerüstböcken gelagert ist, zwei Kettenscheiben *P* (s. Abb. 16). Jede der zwei Gelenkketten *Q* ist mit ihren Enden an dem Querbalken *E* befestigt und bewegt sich über die Scheiben *N* und *P* oder *N'* und *P'*.

Wird nun mit Hilfe der beschriebenen Kraftübertragung die Glocke niedergelassen, so bewegen sich die beiden Gelenkketten derart, dafs, wenn der Taucherschacht auf den Boden aufzusitzen kommt und die Bewegung noch eine Weile fortgesetzt wird, das Schiff sich aus dem Wasser hebt. Es hängt in diesem Falle in den zwei Gelenkketten am Querbalken *E* und vermehrt mit seinem Gewicht den Druck des Taucherschachtes auf den Boden des Stromes. Das Gewicht des Schiffes ersetzt somit bei diesen Taucherschachten den Ballast, mit welchem andere Taucherglocken belastet werden müssen, um dem Auftrieb entgegenzuwirken.

Will man den Schacht wieder heben, so werden die Gelenkketten in entgegengesetzter Richtung gedreht. Es hat dies zur Folge, dafs zunächst das Schiff auf seine gewöhnliche Tauchung zurückgeht und dann der Taucherschacht an ihm gehoben werden kann.

Zur Führung des Schachtes dienen Ansätze an den Wandungen des Taucherschachtes, an welche vier lotrecht stehende Eisenbahnschienen angenietet sind; diese Schienen laufen gegen eine Reihe von Rollen *SS* . . ., die ihrerseits an vier lotrechten, am Schiffe befestigten Gerüstständern angebracht sind.

Es leuchtet von selbst ein, dafs die Belastung des Taucherschachtes mit Hilfe des Taucherschiffes nur bei geringen Abmessungen des Schachtes möglich ist. Die Arbeitskammer besitzt hier in der Tat blofs einen Durchmesser von 3,10 m. Dagegen wurde der Vorteil erreicht, den Schacht leicht und rasch entlasten und heben zu können und es ist dies in diesem Falle eine höchst wichtige Bedingung, indem das Taucherschiff, wenn es mitten in der Schiffsrinne arbeitet, bei der Durchfahrt tiefgehender Schiffe oder Flöfse rasch auf die Seite gebracht werden mufs.

§ 8. Die beweglichen Caissons oder Glocken, welche keiner Aufhängung an Schiffen bedürfen. In der Einleitung schon wurde erwähnt, dafs die anfänglich beschriebene Taucherglocke von Smeaton in der Neuzeit ausgebildet worden sei; Abb. 12, Taf. IX gibt eine solche Glocke im Querschnitt, wie sie von Toselli gebaut worden ist und die von ihm *Taupe marine* (Seemaulwurf) genannt wurde.

Durch Ein- und Auslassen von Wasser in den ringförmigen Raum *AA* kann die ganze Glocke zum Untersinken gebracht werden, wogegen durch Einlassen von Druckluft in diesen Raum das Wasser ausgetrieben wird und die Glocke steigt. Ein fester, mit 14 Glasfenstern versehener Boden trennt sodann den unteren offenen Raum *B* von dem oberen Raum *C* für die Bedienungsmannschaft, welche vor dem Niedersinken der Glocke von oben durch einen Deckel auf einer Leiter zu jenem Boden niedersteigt. Die Erhellung des oberen Raumes geschieht durch zahlreiche Glaslinsen. Der untere Raum kann aufserdem durch eine elektrische Lampe stark erhellt werden, welche durch die unteren Glaslinsen ihr Licht auch dem oberen Raume genügend mitteilt. Die lotrechte Stellung wird durch festen Bleiballast im unteren Teil von *AA* gesichert.

Aufser jener Lampe gehen mit Stopfbüchsen durch den Boden vier andere Vorrichtungen, welche um ein gewisses Mafs herabgelassen werden können, so dafs sie unter dem untersten Rande der Glocke genügend hervortreten. Es ist dies zunächst, und zwar genau in der Achse des Zylinders, eine Treibvorrichtung in Gestalt einer kleinen Schiffsschraube, die durch eine innere lotrechte Welle mittels

konischer Übertragung gedreht wird. Die äufsere, jene umgebende, lotrechte Welle kann unabhängig von ihr gedreht werden und bewegt alsdann das Steuerruder. Neben der Lampe befindet sich ferner eine Greifzange. Nachdem deren äufserer Schaft, in welchem die beiden Arme ihre Drehpunkte haben, herabgelassen ist, kann durch Ab- oder Aufwärts-Bewegung einer inneren Achse den Armen eine öffnende oder schliefsende Bewegung erteilt werden. Auf der anderen Seite des Bodens befindet sich sodann eine meifselartige Schneide, welche namentlich zum Abschneiden von Leitungsdrähten u. s. w. dienen soll, und endlich eine scharfe konische Schraube, welche in hölzerne Gegenstände gebohrt und sodann durch Rückwärtsdrehen von ihrer Achse losgelöst, den Hohlkörper mit einem Seile in Verbindung setzt. Der so an dem Seile hängende Gegenstand kann entweder mittels einer Kurbel und Welle von der Glocke aus aufgezogen oder von einem besonderen Fahrzeuge angehoben werden.

In der Neuzeit hat man diese Taucherglocke in ihrer Form und Bauart den gewöhnlichen eisernen Arbeitskammern nachgebildet, da sich solche besser zur Arbeit unter Wasser eignen. Doch müssen sie über der Arbeitskammer einen oder mehrere Räume besitzen, die als Schwimmer wirken können, wenn die Glocke gehoben werden soll; auch hier werden diese Räume mit Wasser gefüllt, wenn die Glocke unter Wasser im Gebrauche steht, d. h. sobald im Arbeitsraum das Wasser durch Luft verdrängt werden mufs.

In einer vom Verfasser geschriebenen kleinen Schrift[34]) gab er die Zeichnung einer Glocke, welche zu unterseeischen Arbeiten zweckmäfsig angeordnet war und die denn auch mit kleinen Änderungen schon im folgenden Jahre von H. Hersent zur Sprengung des Felsens „La Rose“ im Hafen von Brest verwendet wurde.[35])

Die ganze Vorrichtung besteht aus fünf Hauptteilen: der eigentlichen Arbeitskammer oder Glocke, dem darüber befindlichen Schwimmkasten, dem Einsteigeschacht mit Treppe und zwei unten befindlichen Luftschleusen, den vier Förderschächten und endlich dem oberen, stets über Wasser befindlichen Arbeitsboden (s. Abb. 1 u. 2, Taf. IX).

Die Arbeitskammer kann bei 10 m Länge, 8 m Breite und 2 m Höhe 20 bis 25 Arbeiter aufnehmen. Ihre 0,75 m hohe Decke und die Seitenwände sind, wie bei Fundierungs-Caissons, verstärkt und zur Belastung und gröfseren Dichtigkeit zum Teil mit Beton ausgefüllt, während der untere Rand ebenfalls eine Schneide besitzt, um etwas in den weichen Boden eindringen zu können. Der Schwimmkasten ist kräftig durch Winkeleisen und Streben ausgesteift und namentlich in seiner Decke mit starken Balken versehen. Die beiden Luftschleusen sind unabhängig voneinander zu gebrauchen. Zwischen ihnen ist ein zylindrischer Raum angebracht, in welchem ein elektrisches Licht durch Glaslinsen die Arbeitskammer erleuchtet.

Die Förderung des losgelösten Felsmaterials geschieht durch die vier aus Stahl mit völlig glatter Innenfläche hergestellten Schächte von 0,45 m Durchmesser, in welchen mittels Gummiringen dichtschliefsende Blechtafeln sich auf- bezw. abwärts bewegen. Die Bewegung der einzelnen Tafeln, auf welche in Eimern die Steinstücke gelegt werden, geschieht wie bei einem Vertikalbagger durch Kette ohne Ende, so dafs von je zwei Schächten einer zum Aufsteigen, der andere zum Absteigen der Platten dient. Die linke Hälfte der Abbildung zeigt einen Schacht mit allen Tafeln im lotrechten Schnitt, die rechte Hälfte dagegen die äufsere Ansicht. Bei beiden erscheint oben und unten je eine Tafel.

Die zum Treiben der Ketten und ihrer Umlenkung dienenden Teile sind nicht eingehend dargestellt, aber ähnlich wie bei senkrechten Baggern und Paternosterpumpen zu denken. Der obere 7,5 m lange und 5 m breite Arbeitsboden besteht aus gerillten

[34]) C. Zschokke, Fondations à l'air comprimé. Paris 1879.

[35]) Revue industr. 1879, S. 133.

Blechen und besitzt ebenso, wie der zeitweilig unter Wasser liegende Schwimmkasten, ringsum ein Geländer.

Zwei bronzene Schützen dienen zum Auslassen des Wassers aus dem Schwimmkasten, sobald dieser entleert werden soll. Damit er sich nicht bei tiefer Stellung der Glocke, mit der etwa durch die Decke dringenden Prefsluft, nach und nach fülle und so zur Unzeit und in gefährlicher Weise die ganze Vorrichtung zum Auftreiben bringe, ist noch in der Decke des Schwimmkastens ein Ventil angebracht, das während der Arbeit am Grunde dauernd offen zu halten ist. Endlich dient noch ein 70 mm weites Rohr zum Ausblasen des flüssigen Schlammes.

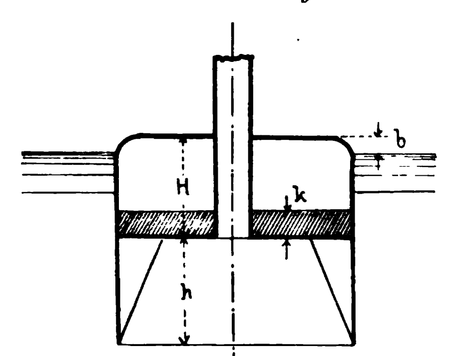
Die zum Senken, zum Niederhalten, sowie zum Auftauchen des ganzen Schachtes erforderlichen Vorgänge sind nun folgende:

Die mit Hülfe des luftgefüllten Schwimmkastens hoch schwimmende Glocke (s. Abb. 1) wird durch Schleppdampfer oder durch befestigte Taue u. s. w. an die Arbeitsstelle geschafft; sodann wird durch ein tief liegendes Ventil der Schwimmkasten gefüllt, bis die Glocke auf dem Boden aufsteht. Zum Heben dient das Einlassen von Prefsluft in den Schwimmkasten, wodurch jenes eingelassene Wasser wieder durch die erwähnten Schützen ausfliefst. Der ganze Schwimmkasten ist in 15 bis 20 Min. zu entleeren.

Zum Angriff des Felsens setzt man die Glocke zunächst in lotrechter Stellung auf die vorspringenderen Teile des Felsens, arbeitet diese ab und erreicht so allmählich das Aufstehen auf einer wagerechten Grundfläche. Dabei wird die Standsicherheit der Glocke durch Einfügen von Ballast zwischen die Streben der Seitenwände und die Balken der Decke gesichert. Sobald der Rand der Glocke überall aufsteht, dichtet man den Anschlufs an den Boden mit Ton und verstopft einzelne gröfsere Löcher des Felsens mit Sandsäcken. Alsdann arbeitet man zunächst vorzugsweise am Rande den Felsen ab und senkt die Glocke möglichst so tief, dafs man in ihrem Innern Felsschichten von etwa 1 m Dicke auf einmal in Angriff nehmen kann, wobei Bohrlöcher hergestellt und mit schwachen Patronen besetzt werden, deren Anzündung und Abschiefsen wie in freier Luft geschieht.

Das Gesamtgewicht der Vorrichtung, einschliefslich des nötigen Ballastes, beträgt 330 t, während die Wasserverdrängung des Schwimmkastens und der Vorrichtung bei wassergefüllter Glocke 450 t beträgt. Es liegt daher die Wasserlinie der schwimmenden Glocke bei luftgefülltem Schwimmkasten 1,5 m unter dessen Oberkante und etwa 5,5 m über dem unteren Rande der Glocke. Sobald die Vorrichtung gesenkt und die Glocke mit Luft gefüllt ist, wird die Wasserverdrängung der letzteren, der Luftschleuse und des Schachtes bei 12 m Tauchtiefe zu 312 t. Indem alsdann der Schwimmkasten keinen Auftrieb mehr ausübt, bleibt das ganze wirksame Gewicht aber nur noch 18 t während der Arbeit. Es kann höchstens auf 331 t steigen, sobald die Glocke sich mit Wasser füllt. Aber selbst bei diesem gröfsten Gewicht von 331 t wird die untere 25 mm starke Kante oder Schneide nicht durch den Druck beschädigt, da bei nur etwa 1 m langer Berührung des Bodens 13 kg Druck auf 1 qmm kommen. — Die Abmessungen der Schwimmer für eine bestimmte Fläche der Glocke ergeben sich aus folgender Berechnung.

Abb. 60. *Schwimmglocke.*



Bezeichnet (s. Abb. 60):

F die Fläche der Glocke,
h die Höhe der Arbeitskammer,
H die Höhe des Schwimmers,
a die Höhe der Wassersäule, die dem Übergewicht der Glocke während der Arbeit und f. d. qm ihrer Fläche entspricht,
b die Höhe, um welche der Schwimmer beim Schwimmen noch über das Wasser herausragen soll,
k die Höhe, in welcher der Ballast über der Decke der Arbeitskammer aufgeschichtet ist,
γ das Gewicht eines Kubikmeters Wasser,
ζ das Gewicht eines Kubikmeters Ballast,
E das Eigengewicht des Caissons,

so mufs, nach den oben vorgeschriebenen Bedingungen, während der Arbeit in der Glocke folgende Gleichung zwischen Auftrieb und Belastung bestehen:

$$Fh\gamma + Fk\gamma = E + Fk\zeta - Fa\gamma;\quad F\gamma[h + k + a] = E + Fk\zeta \quad \ldots \quad \text{I.}$$

und beim Schwimmen:

$$(H - b)\ F\gamma = E + Fk\zeta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{II.}$$

Aus beiden folgt:

$$(H - b)\ F\gamma = F\gamma[h + k + a] \quad \text{oder} \quad H = h + k + a + b.$$

Nimmt man nun an:

$$h = 2\ \mathbf{m}, \qquad a = 0{,}2\ \mathbf{m}\ (200\ \mathbf{kg}\ \text{Last}), \qquad b = 0{,}5\ \mathbf{m},$$

so folgt $H = 2{,}7 + k$.

Setzt man ferner noch voraus, es bestehe der Ballast aus Rohgufsmasseln, die mit Rücksicht auf die Hohlräume, welche zwischen ihnen entstehen, wenn man sie zusammenlegt, f. d. cbm blofs 4500 kg wiegen und es betrage das Eigengewicht der Glocke f. d. qm 600 kg, so dafs

$$E = 0{,}6\,F\gamma, \text{ weil } \gamma = 1000\ \mathbf{kg},$$

so folgt durch Einsetzen aller dieser Werte in Gleichung II:

$$F\gamma[2{,}7 + k - 0{,}5] = 0{,}6\,F\gamma + Fk\,4{,}5\gamma.$$

Dies ergibt $k = 0{,}406$ und damit $H = 3{,}106$.

Wird das Eigengewicht kleiner, als hier angenommen wurde, so werden k und somit auch H gröfser.

Aus diesem Überschlage, der sich offenbar nur in engen Grenzen zu ändern vermag, geht hervor:

1. Dafs die ganze Vorrichtung ungefähr 5 m hoch würde,
2. dafs sie beim Schwimmen 4,5 m Wasser zieht, so dafs sie in dieser Form nur dort zu verwenden ist, wo die Arbeit in gröfserer Tiefe als 4,5 m unter Wasser ausgeführt werden mufs.

Eine solche Glocke kann somit nur dann zur Ausführung von Fundamentmauerwerk oder Felssprengungen dienen, wenn man von ihr nicht verlangt, diese Arbeiten in geringerer Tiefe als 4,5 m unter Wasser zu ermöglichen. Sie wird demnach namentlich zu Arbeiten in Seehäfen geeignet sein, in denen die Flut höher als 4,5 m über den Ebbewasserstand steigt, indem sie dann gestattet, Fundamentmauerwerk aus

der Tiefe bis auf Ebbewasser heraufzubauen, oder eine Felsbank vom Ebbespiegel an bis auf jede praktisch notwendige Tiefe unter letzterem abzusprengen und abzugraben.

So lagen tatsächlich die Verhältnisse in Brest, wo Hersent seine Glocke verwendet hat. Beim Bau des Vorhafens von La Rochelle dagegen betrug der Unterschied von Ebbe und Flut nur zur Zeit der Springfluten mehr als 4,50 m, nicht aber während der übrigen Monate des Jahres. Man mufste deshalb nach Mitteln suchen, um die Glocke so zu gestalten, dafs sie auch bei weniger Wassertiefe schwimmen konnte, und dies war nur dadurch zu erreichen, dafs man einen Teil des Ballastes nicht auf der Decke der Arbeitskammer, sondern auf der Decke des Schwimmers aufbrachte und dafs man bei Platzveränderungen, welche in die Zeit der toten Wasser oder schwachen Fluten fielen, diesen Ballast abhob, um die Glocke flott zu machen, ihn aber wieder aufbrachte, wenn die Glocke über eine neue Arbeitsstelle gebracht war. Dieser bewegliche Ballast bestand aus Bündeln von Gufseisenmasseln, welche leicht gehoben werden konnten.

Nunmehr sind Einzelheiten der auf obiger Grundlage getroffenen Anordnungen zu besprechen.

Der Schwimmcaisson von La Rochelle[36]) (Taf. XIV, Abb. 1 bis 3) besafs eine Länge von 22 m, eine Breite von 10 m und eine Gesamthöhe von 3,80 m, indem die Arbeitskammer A eine Höhe von blofs 1,80 m, die Gleichgewichtskammer oder der Schwimmer B über derselben eine Höhe von nur 2 m erhalten hatte. Die Balken zur Versteifung der Decke der Arbeitskammer dienten gleichzeitig zur gehörigen Aussteifung der Schwimmerkammer.

Auf vier blechernen Röhren C, welche in der Decke der Arbeitskammer festgemacht waren und welche die Kammer B durchsetzten, safsen vier Luftschleusen D in einer Höhe von 7,03 m über der Decke der Kammer B. Zwei derselben waren dazu bestimmt, den Aushub zu fördern oder Baumaterialien in die Arbeitskammer einzubringen, die beiden anderen dienten zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter.

Dicht unterhalb dem Ansatz der Schleusen befand sich ein Boden E, der mittels eiserner Säulen, Querträgern und Diagonalen hergestellt und sorgfältig abgesteift war, und welcher erlaubte, bequem zu den Türen der Schleusen zu gelangen und um dieselben herum zu verkehren.

Zur Besichtigung der Kammer B befand sich ein zylindrischer Raum F in derselben, in den man sowohl aus der Arbeitskammer A, als von aufsen durch ein stets geschlossenes Mannloch gelangen konnte; in den Wandungen dieses Raumes waren Türen angebracht, welche in die Kammer B führten.

Ein gebogenes Rohr G, dessen eine Öffnung in der Wand der Arbeitskammer, dessen andere in der Decke derselben lag (s. Abb. 2), erlaubte mit Hülfe eines grofsen Hahnes die Verbindung zwischen dem äufseren Wasser und dem Schwimmer herzustellen oder zu schliefsen; das Drehrad jenes Hahnes befand sich in der Arbeitskammer. Zwei Klappen in der Decke der Kammer, welche von der Brücke E aus durch Stangen geöffnet oder geschlossen werden konnten, dienten dazu, die Verbindung zwischen Arbeitskammer und Schwimmer herzustellen.

Zwischen den Gegenstreben (Konsolen) der Arbeitskammer und auf deren Decke und zwar bis auf 30 cm Höhe, war Mauerwerk als Ballast aufgebracht und konnte gleichzeitig als Versteifung dienen. Überdies konnten auf der oberen Decke der Kammer B Blöcke aus zusammengebundenen gufseisernen Masseln aufgelegt werden. Um die Last der Caissons nicht ausschliefslich mittels der Unterkante des Caissons auf den Boden zu übertragen, waren an der Decke der Arbeitskammer 24 Schrauben S mit Hülfe blecherner Kegelmäntel befestigt. Diese Schrauben wurden mit Hebeln durch einen Einschnitt in ihrem Blechmantel in der Arbeitskammer selbst in Bewegung gesetzt. Sie trugen unten an einem Kugelgelenk eine Gufsplatte als Stütze und konnten in zylinderförmige Hülsen zurückgezogen werden, die, über der Decke befindlich, in den Schwimmerraum hineinragten.

[36]) Ausgeführt von C. Zschokke und P. Terrier.

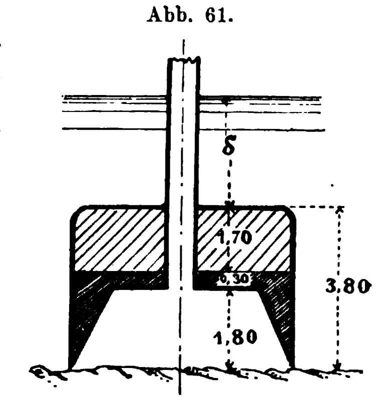
Über die Verhältnisse zwischen Belastung und Auftrieb geben folgende Angaben Rechenschaft. Es betrug:

das Gewicht des Caissons mit seinen Schrauben, Steigeröhren nebst Schleusen, Rüstungen u. s. w.	146 t	
das Gewicht des Mauerwerks zwischen den Konsolen der Arbeitskammer und auf deren Decke	260 t	406 t
das Gewicht an aufgesetzten Gufseisenpacken 30 × 7,66 = ...		230 t
der Querschnitt der Steigeröhren		2,56 qm.

Zu untersuchen sind drei Fälle:

a) Der Caisson sitzt auf dem Boden auf, ist vollständig unter Wasser, seine Arbeitskammer ist mit Luft, sein Schwimmer mit Wasser gefüllt (Abb. 61). Dann beträgt, bei einem spezifischen Gewichte des Meerwassers von 1,026 und einer Tauchung der Caisson-Oberfläche unter Wasser = δ, der Auftrieb:

Abb. 61.



für Wasser, welches der Caisson verdrängt, 220 qm . 3,80 m . 1,026 t =	857,7 t
für Wasser, welches die Schächte verdrängen	2,56 δ
für Wasser, welches der bewegliche Ballast verdrängt	30,00 t
zusammen . .	857,7 t + 2,56 δ + 30 t,

wobei zu bemerken ist, dafs die 30 t = 0 werden, wenn $\delta = 0$ wird, indem dann die aufgelegte Last kein Wasser mehr verdrängen kann; wogegen der Auftrieb den Gröfstwert erreicht, wenn $\delta = 7,15$ wird, d. h. wenn die ganze Vorrichtung bis zum Boden *E* an den Luftschleusen im Wasser taucht. Der Auftrieb ändert sich somit innerhalb folgender Grenzen:

857,7 t für $\delta = 0$, und
906 t für $\delta = 7,15$,

Unterschied 48,3 t.

Da nun die gesamte Last beträgt:

1. Caissongewicht	146 t
2. Mauerwerk	260 t
3. Bewegliche Last	230 t
4. Wassergewicht im Schwimmer (220 — 2,5) 1,7 × 1,026 =	379,4 t
zusammen . .	1015,4 t

so ergibt sich bei der geringsten Tauchung, d. h. für

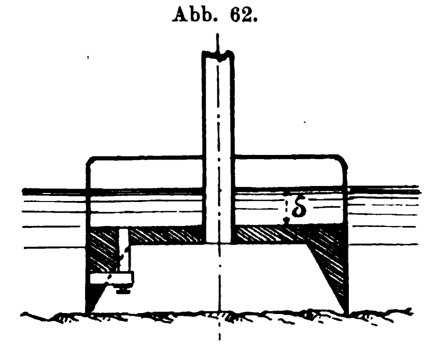
$\delta = 0$, die Überlast = 1015,4 t — 857 t = 157,7 t, also f. d. qm Caisson = 0,717 t

und bei der stärksten Tauchung, d. h. für

$\delta = 7,15$, die Überlast = 1015,4 t — 996 t = 109,4 t, also f. d. qm Caisson = 0,497 t.

b) Der Caisson ragt aus dem Wasser hinaus, so dafs nur ein Teil der Gleichgewichtskammer mit Wasser gefüllt ist (s. Abb. 62). Dann beträgt die Last:

Abb. 62.



1. Gewicht des Caissons und seiner Ausmauerung	406 t
2. Bewegliche Last	230 t
3. Wasser im Schwimmer: (220 — 2,5 qm) 1,026 t × δ = . .	223,2 δ,

dagegen der Auftrieb:

(1,80 + 0,30 m + δ) 220 cbm × 1,026 t = 474 t + 225,7 δ.

Wäre das Wasser genau auf Höhe der Oberkante des Schwimmers, so wäre $\delta = 1{,}7$ und dann ergibt sich

die Last $= 636 \text{ t} + 223{,}2 \times 1{,}7 = 1015{,}4 \text{ t}$
der Auftrieb $= 474 \text{ t} + 225{,}7 \times 1{,}7 = 857{,}7 \text{ t}$

Überlast . . 157,7 t

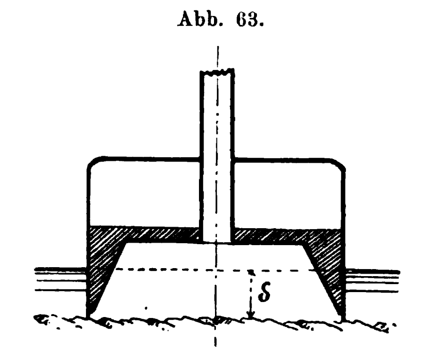
Wäre das Wasser auf der Höhe des gemauerten Ballastes, somit $\delta = 0$, so ist

die Last . . . . 636 t
der Auftrieb . . . . 474 t

Überlast . . 162 t

c) Das äufsere Wasser befindet sich tiefer als die Decke der Arbeitskammer (s. Abb. 63). Es bezeichne hier δ die Höhe des Wassers über Unterkante Caisson. Dann ist:

Abb. 63.



die Last:
1. Caisson . . . . 406 t
2. Überlast . . . . 230 t

zusammen . . 636 t

der Auftrieb:

$220 \times \delta \times 1{,}026 = 225{,}72\,\delta.$

Somit für $\delta = 1{,}80$:

Der Auftrieb . . . . . 406,3 t

Überlast . . 229,7 t

und für $\delta = 0$ der Auftrieb 0,
die Überlast . . . . . . 636,0 t.

In allen bisherigen Fällen war die Last gröfser als der Auftrieb, der Caisson mufste somit auf dem Boden mit seiner Kante oder mittels der 24 Stützschrauben S, oder einem Teil derselben aufsitzen.

Damit derselbe schwimmt, mufs die bewegliche Last abgehoben, der Wasserzutritt in den Schwimmer abgeschlossen und dieser letztere wasserfrei sein; man erreicht dies dadurch, dafs man die Prefsluft der Arbeitskammer in den Schwimmer treten läfst. Dann ist:

Die Last . . . . 406 t
der Auftrieb $(220 - 2{,}5)\ 2 \times 1{,}026 - 60 \times 1{,}026^* = 507{,}87$ t.

Hier stellt der mit einem Sternchen bezeichnete Posten die Wasserverdrängung durch das Mauerwerk zwischen den Konsolen der Arbeitskammer dar.

Der Auftrieb ist demnach um 101,87 t gröfser als die Last, was einer Wasserverdrängung des Schwimmers von $\frac{101{,}87}{(220 - 2{,}5)\ 1{,}026}$ entspricht = rund 0,45 m.

Der Caisson schwimmt somit, indem der Schwimmer 0,45 m aus dem Wasser ragt, so dafs die Vorrichtung $3{,}80 - 0{,}45 = 3{,}35$ m taucht.

Aus genauen Rechnungen folgt, dafs in diesem Fall der Schwerpunkt der Glocke 2,42 m über der Unterkante der Arbeitskammer, dagegen der Schwerpunkt des verdrängten Wassers 2,38 m über dieser Unterkante und endlich das Metazentrum 7,01 m über derselben liegt.

Die Vorrichtung besitzt infolge dessen eine untadelhafte Standsicherheit. Um sich ihrer zu bedienen, wurde sie bei Flut über die Stelle geschwemmt, an welcher sie arbeiten sollte, so dafs sie bei einer Tauchung von 3,35 m mit eintretender Ebbe auf dem Boden aufsafs oder von diesem nur noch wenig entfernt war. Es war somit hinreichend, die Klappen in der Decke der Arbeitskammer von oben zu öffnen, um den Wassereintritt in den Schwimmer und damit das Aufsitzen der Vorrichtung zu erzielen. Sie wurde dann auf der Decke des Schwimmers mit der beweglichen Last belegt, und nun konnte, nachdem die Klappen zwischen Arbeitskammer und Schwimmer wieder geschlossen waren, das Wasser im Arbeitsraum verdrängt und der Aushub begonnen werden.

War der Aushub vollendet, so begann die Aufmauerung in Schichten von 40 bis 50 cm Höhe, wobei die Glocke nun nicht mehr auf der Unterkante der Wandungen der Arbeitskammer aufsitzen konnte, sondern durch die Schrauben S getragen wurde. Diese Schrauben wurden nach Mafsgabe der Aufmauerung wechselweise untermauert, da 18 derselben vollständig hinreichten, um die Überlast der Vorrichtung zu tragen.

Über die Mauerung in Prefsluft soll weiter unten eingehend gesprochen werden.

Der Schwimmcaisson oder die Glocke von Genua (Taf. XIV, Abb. 4 bis 6). Diese Glocke war zur Ausführung zweier Trockendocks im dortigen Hafen bestimmt. Zuerst sollte sie dazu dienen, den wasserdurchlässigen Untergrund bis auf die Tiefe von 14 bis 15 m unter Meeresspiegel abzugraben und dann den Boden der Trockendocks aufzumauern. Sie erhielt eine Länge von 38 m, eine Breite von 32 m und wurde ihrer Höhe nach in drei Teilen ausgeführt, deren jeder einen bestimmten Zweck zu erfüllen hatte.

Den untersten Teil A (s. Abb. 5) bildete die Arbeitskammer von 2 m Höhe, deren Wandungen, wie bei allen Glocken, mittels Konsolträgern gegen die Decke abgesteift waren.

Über der Decke lag die Gleichgewichtskammer B von gleicher Ausdehnung wie die Arbeitskammer, jedoch von 3,20 m Höhe; diese war auf allen Seiten sorgfältig abgeschlossen und ihre Versteifung bildete gleichzeitig die Deckenbalken der Arbeitskammer.

Über der Gleichgewichtskammer wurde durch die sogenannten Regulierungsschächte C die oberste Abteilung des ganzen Aufbaues gebildet. Diese waren, wie die unteren Kammern, vollständig in Eisen ausgeführt, dagegen nach oben offen; überdies fiel ihre Grundform nicht mit derjenigen der unteren Kammern zusammen; wie aus dem Grundplan (s. Abb. 4) hervorgeht, bestanden sie aus zwei rechteckigen Schächten von 3 m Breite, welche parallel zur Längenachse des Caissons, nahe seinem äufseren Rande lagen und durch zwei Querschächte verbunden waren, welche senkrecht zur Längenachse, jedoch wesentlich rückwärts der Kante der unteren Kammern lagen. Die vier Schächte umfafsten derart einen Mittelschacht von 24 m Länge und 13,84 m Breite.

Auf die Wandungen dieser Schächte stützte sich eine Lage hölzerner Balken, welche einen Boden trugen; auf diesen mündeten die zahlreichen Schleusen aus, welche die Verbindung nach der Tiefe ermöglichten.

Zur Verbindung mit der Arbeitskammer dienten 6 Materialschleusen M und 6 Personenschleusen, von denen die eine P'' einen Durchmesser von 2,50 m erhielt, um eine gröfsere Zahl Arbeiter aufnehmen zu können; die übrigen sind mit P' bezeichnet (s. Abb. 4).

Überdies waren zur Einbringung des Betons oder des Mörtels 8 Betonschleusen L vorgesehen. Den Eintritt in die Gleichgewichtskammer vermittelten zwei Schleusen G.

Während in La Rochelle eine feste, aufserdem aber und getrennt davon, eine bewegliche Belastung mit Ballast vorgesehen war, erhielt die Glocke von Genua einen Ballast aus eingemauerten Gufseisenmasseln, von denen ein Teil zwischen den Konsolträgern der Arbeitskammer, der andere unmittelbar auf der Decke der Arbeitskammer, somit im Boden der Gleichgewichtskammer B (s. Abb. 5) eingebracht war. Nur zur Förderung der Standsicherheit, bei Verwendung der Glocke in bestimmten Wassertiefen, wäre es wünschenswert, einen kleineren beweglichen Ballast auf den festen Ballast in die Gleichgewichtskammer einzubringen.

Die Einführung des Wassers in die Gleichgewichtskammer wurde durch eine Reihe von Rohrstücken a (s. Abb. 6^{a-d}) von 30 cm Durchmesser ermöglicht, welche, am tiefsten Punkte der Kammer angebracht, mit Deckeln geschlossen werden konnten, die sich nur in der Gleichgewichtskammer handhaben liefsen.

Entsprechende Rohrleitungen erlaubten Prefsluft nicht nur in die Arbeitskammer, sondern auch in die Gleichgewichtskammer zu senden und die letztere dadurch bis auf die Decke trocken zu legen; alsdann wurden die obengenannten Deckel der Wasserröhren geschlossen.

Die vier rechteckigen und nur 3 m breiten Regulierungsschächte waren zwar durch Wandungen gegeneinander abgeschlossen, dagegen konnten sie mit Hülfe von Hähnen von 40 cm Durchmesser, die an deren tiefsten Stelle angebracht waren und sich mit Gestänge von oben öffnen und schliefsen liefsen, sowohl unter sich, als mit dem äufseren Wasser in Verbindung gesetzt werden.

Auch der allseitig durch die vier Schächte abgeschlossene Mittelraum von 24 m Länge und 13 m Breite, somit von 332 qm Oberfläche, konnte auf gleiche Weise mittels geeigneter Hähne mit dem äufseren Wasser in Verbindung gebracht werden.

Damit war nun die Möglichkeit geschaffen, jede nur denkbare Belastungsart herzustellen und dadurch wieder zu verändern, dafs mit einer Dampfpumpe, die auf der oberen Brücke aufgestellt war, der Wasserspiegel in einem der vier Nebenschächte oder im Hauptschacht gesenkt wurde. Die verschiedenen Bewegungen des Senkens und Hebens (vergl. auch Taf. XIV, Abb. 6^{a-d}) vollzogen sich gemäfs den nachfolgenden Angaben.

1. Abmessungen und Raumverhältnisse.

Abmessungen der Arbeitskammer 32 × 38 × 2		2432	cbm
Freier Raum der Arbeitskammer	2268 cbm	2432	„
Raum zwischen den Gegenstreben zur Aufnahme von Ballast	164 „		
Abmessungen der Gleichgewichtskammer 32 × 38 × 3,20		3891,20	„
oder, nach Abzug der Diagonalen und Röhren, netto		3865	„
Höhe des festen Ballastmauerwerks über dem Boden der Gleichgewichtskammer	0,436 m	0,490	m
und des beweglichen Ballastes	0,054 „		
Höhe des freien Raumes der Gleichgewichtskammer		2,710	„
Inhalt des freien Raumes der Gleichgewichtskammer netto		3273	cbm
Wagerechte Fläche der vier Regulierschächte		398	qm
Wagerechte Fläche der Steig- und Förderschächte der Gleichgewichtskammer und deren Eisenkonstruktion		12	qm
Wagerechte Fläche der Steig- und Förderschächte der Arbeitskammer und deren Eisenkonsolen		5,5	„
Höhe des Brückenbodens über der Caissonschneide		15,30	„

2. Gewichte.

Eisengewicht der Wandungen der Arbeitskammer ohne Decke		77,270 t
„ „ Gleichgewichtskammer mit beiden Decken		482,910 „
„ „ Regulierschächte		326,370 „
Eisengewicht des Caissons		886,550 t
Konstruktionsgewicht des Brückenbodens	41,200 t	
„ der Schleusen	36,100 t	
Gewicht von Lokomobilen, Pumpen, Winden, Maschinen und Werkhütte, Ketten, Transmission u. s. w. auf dem Brückenboden	21,150 „	98,450 t
Gewicht des ganzen Werkzeuges ohne Ballast		985,000 t
Fester Ballast in den Gegenstreben	717,380 t	
„ „ in der Gleichgewichtskammer	2303,700 t	
Beweglicher Ballast in derselben	287,500 t	
Gesamtballast		3308,580 t
Gewicht des ganzen Werkzeuges mit Ballast		4293,580 t

3. Stand- und Schwimmsicherheit der Glocke.

a) Standsicherheit der Glocke in schwimmendem Zustande: Vor Beginn der Arbeit, während des Stellungswechsels und nach Schlufs der Arbeit.

α. Ruhelage. Vor und nach einem Arbeitsabschnitte schwimmt die Glocke an der Wasseroberfläche, so dafs die obere Decke der Gleichgewichtskammer noch 0,10 m über Wasser steht. Die Arbeitskammer ist mit Wasser gefüllt, die Füllröhren der Gleichgewichtskammer sind nach dem Wasser hin abgeschlossen, die Luftröhren nach

oben offen; die Kammer ist also von atmosphärischer Luft erfüllt. An Ballast trägt die Glocke nur das Gewicht der aufgestapelten gufseisernen Masseln. Da für diese Lage der Glocke noch keine Prefsluft in Anwendung kommt, darf man sie füglich als **Ruhelage** bezeichnen, bei welcher allfällige Ausbesserungen leicht vorgenommen werden können.

Für das Mafs der Standsicherheit in dieser Lage gelten folgende Angaben:

Abstand des Schwerpunktes der Glocke über deren unterer Schneide	3,21 m
„ „ „ des verdrängten Wassers	3,46 m
Es liegt somit der Schwerpunkt der Glocke um . . . . tiefer als derjenige des Auftriebes.	0,25 m
Höhe des Metazentrums für Drehungen im Längssinne über der unteren Schneide	40,90 m
Höhe des Metazentrums für Drehungen im Quersinne über der unteren Schneide	30,00 m

β. Die **Tiefenlage**, in welcher die Glocke für Fundamentaushub und Mauerung dienen soll, liegt zwischen den Koten (— 14,50) und (— 6,90).

Eine erste Senkung der Glocke von der Ruhelage aus findet statt, indem der bewegliche Ballast von 287,5 t in die Gleichgewichtskammer eingebracht wird; die entfallende Senkung beträgt 0,50 m, indem

$$38 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 0{,}10 \times 398 \text{ qm} (\times 0{,}4) \times 1{,}025 = 287{,}5 \text{ (nahezu)}.$$

Die Schneide taucht alsdann 5,60 m und die Regulierschächte tauchen 0,40 m unter Wasser ein (Abb. 64).

Um dem erhöhten Wasserdruck auf die Wandungen der Gleichgewichtskammer entgegenzutreten, wird letztere nach oben abgeschlossen, alsdann wird Prefsluft in diese gepumpt und sobald der Luftdruck einem Wasserdruck von ungefähr 3 m entspricht, wird die Verbindung durch Öffnen der Deckel D mit dem Meerwasser hergestellt, ohne dieses letztere vorläufig eintreten zu lassen, indem die Kammer durch Einpumpen von Prefsluft stets wasserfrei gehalten wird (s. Abb. 65).

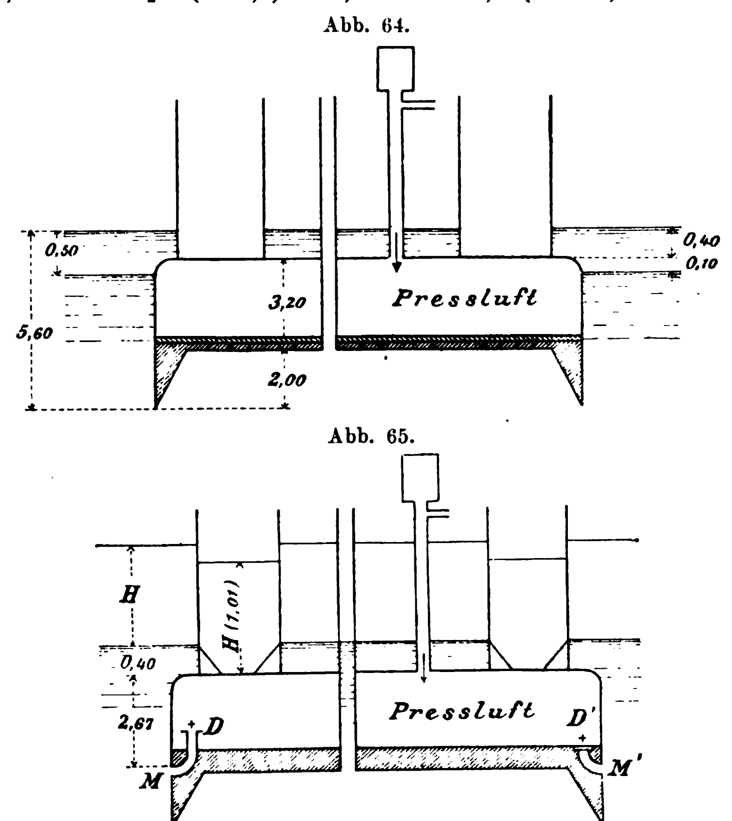


Abb. 64.

Abb. 65.

Dagegen wird nun die Versenkung durch Einlassen von Wasser in die Regulierschächte in beliebige Tiefe fortgesetzt. Für jedes Tiefenmeter hat man in die Regulierschächte

$$\frac{(398 + 5{,}5) \times 1{,}025}{398 \times 1{,}025} = 1{,}01 \text{ m}$$

hoch Wasser einzuführen. Dabei wird sich der Druck der Prefsluft in der Gleichgewichtskammer stets entsprechend der Wassertiefe erhalten, in welcher sich die Wasserröhren in derselben befinden. Die Beanspruchung ihrer Wandungen bleibt in jeder Tiefenlage dieselbe und ist z. B. für die obere Decke f. d. qm

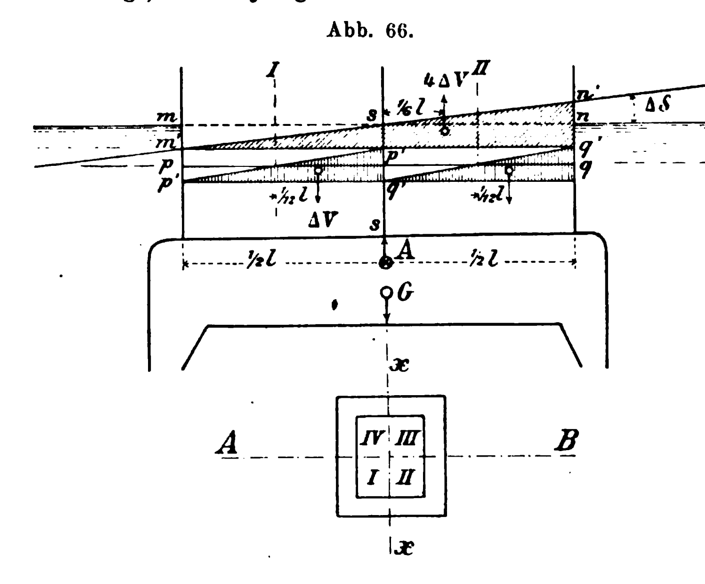
$$2{,}67 \times 1{,}025 = 2{,}737 \text{ t.}$$

In ebenso einfacher Weise, wie das Versenken, könnte nun sofort wieder das Heben der Vorrichtung bewerkstelligt werden. Um sie um 1 m zu heben, werden mit einer Zentrifugalpumpe etwa 1,01 m Wasser aus den Regulierschächten ausgepumpt. Während dieses Vorganges bleibt die Glocke stets in stabilem Gleichgewicht, denn es ist:

Abstand über der Schneide	Tauchtiefe der Schneide		
	— 5,69 m	— 6,90 m	— 14,4 m
des Schwerpunktes der belasteten Vorrichtung . .	3,16	3,56	6,18
„ Schwerpunktes des Auftriebes	3,58	3,88	6,56
„ Metazentrums für Drehungen um die Längsachse	15,50	—	—
„ Metazentrums für Drehungen um die Querachse	13,20	—	—

Aus diesen Zahlen geht hervor, dafs der Schwerpunkt des Auftriebes immer höher liegt, als derjenige der belasteten Glocke und dafs der Abstand beider Schwerpunkte voneinander, zwischen der höchsten und tiefsten Lage der Glocke, zwischen 0,32 und 0,38 m sich ändert. Im Vergleich zur grofsen Ausdehnung der Vorrichtung und in Anbetracht des leicht beweglichen Wasserballastes der Regulierschächte, welcher die metazentrische Höhe fast verschwinden läfst, erscheint dieser Abstand zu klein, um die durch irgend einen Grund in schwankende Bewegung versetzte Glocke sofort wieder zur Ruhe zu bringen. Letzteres wird aber dadurch erreicht, dafs man, wie oben erwähnt wurde, die Regulierschächte in vier voneinander getrennte Räume eingeteilt hat, welche sich symmetrisch um die Längs- und Querachse der Glocke gruppieren.

Abb. 66.



Wie die Standsicherheit der Glocke durch vier unter sich abgeschlossene Regulierschächte erhöht werden kann, wollen wir durch folgendes Beispiel veranschaulichen:

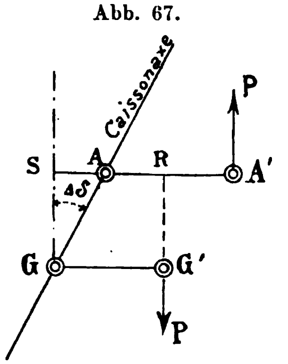
Abb. 66 stellt den Querschnitt AB durch zwei symmetrisch zur Längsachse der Glocken xx unter sich abgeschlossene Kammerräume I und II dar; mn bedeute die äufsere und pq die innere Wasserlinie im Gleichgewichtszustande. Durch eine kleine Drehung der Vorrichtung um den Winkel $\Delta\delta$ nimmt die äufsere Wasserlinie die Begrenzung $m'n'$ an, im Innern der Kammer wird sich die neue Wasseroberfläche auf

$p' p'$ und $q' q'$ einstellen, wobei $p' p' \,//\, q' q' \,//\, m' n'$ sein wird. Ein Teil des Wassers ($2 \times \Delta V$) der Regulierkammern erleidet eine Verschiebung im Sinne der Drehung, der Schwerpunkt des verschobenen Teiles ($2 \times \Delta V$) entfernt sich von der Schwimm- oder Symmetrieachse um $^1/_{12}$ der Länge (l) beider Kammern; gleichzeitig erfährt aber ein doppeltes Volumen ($H \times \Delta V$) verdrängten Wassers (siehe schief schraffierte Prismafläche) eine doppelt so grofse Verschiebung ($^1/_6 l$). Das Moment des verschobenen Teiles des Auftriebes in Bezug auf die Schwimmachse $s s$ ist ungefähr viermal so grofs als das Moment des verschobenen Wassers und wirkt der Drehung entgegengesetzt; die Vorrichtung wird infolge dessen sofort wieder in die Gleichgewichtslage zurückkehren.

Sucht man das resultierende Moment, welches die Glocke aus ihrer schiefen Lage wieder in ihre lotrechte Gleichgewichtslage zurückführt, in eine Formel zu kleiden, so ergibt sich Folgendes:

Durch eine kleine Drehung $\Delta \delta$ (s. Abb. 67) der Glocke aus ihrer lotrechten Lage um eine ihrer wagerechten Achsen verschiebt sich der Schwerpunkt der mit Wasser belasteten Glocke wagerecht von G nach G' und der Schwerpunkt des verdrängten Wassers (Auftrieb) von A nach A'. S und R sind die Schnittpunkte der Lotrechten durch G und G' mit der Wagerechten durch A. Das Drehmoment M, das alsdann die Glocke wieder aufrichtet und in ihre frühere Gleichgewichtslage zurückbringt, ist somit:

Abb. 67.



$$M = P \times R A',$$

wo P das Gewicht der belasteten Glocke oder den Gesamtauftrieb bedeutet. Da aber

$$R A' = S A + A A' - G G' = G A \sin (\Delta \delta) + A A' - G G'$$

ist, so läfst sich das Moment ausdrücken durch

$$M = P \,(G A \sin . (\Delta \delta) + A A' - G G').$$

$G A$ ist für jede Tiefenlage der Glocke leicht zu ermitteln und für jede angenommene Drehung ($\Delta \delta$) werden sich auch die Verschiebungen $A A'$ und $G G'$ der Schwerpunkte rechnerisch bestimmen lassen. Das Moment M, welches somit für jede Tauchtiefe und für jede Drehung oder Schwankung bestimmt werden kann, gibt das Mafs der Standsicherheit der Glocke im schwimmenden Zustande.

Zahlenbeispiel. Tauchtiefe 14,50, Gewicht der belasteten Glocke $P = 7974$ t, $G A = 0{,}38$ m geht aus obigen Angaben hervor. Neigung oder vorausgesetzte Drehung um die Querachse: $\tang \Delta \delta = 0{,}03$ oder 3%; es ist dann $G A \sin \Delta \delta = 0{,}011$. Berechnete Verschiebungen $A A' = 0{,}077$, $G G' = 0{,}027$ und daraus

$$M = 7974 \times 0{,}061 = 486 \text{ mt.}$$

Weitere Berechnungen wurden noch für verschiedene andere Tauchtiefen ausgeführt.

b) Standsicherheit der Glocke während der Arbeit. Wie schon gesagt, wird die Glocke schwimmend über die Arbeitsstelle gebracht und in oben angedeuteter Weise auf den Baugrund bezw. auf das Mauerwerk versenkt. Ist sie dann in der richtigen Stellung zum Aufsitzen gekommen, so kann diese sofort durch eine kleine Überlast für den folgenden Arbeitsabschnitt gesichert werden, indem nämlich mit dem Wasserzuführen in die Regulierschächte fortgefahren wird, bis z. B. der Wasserstand in letzteren auf gleiche Höhe mit der Meeresoberfläche zu stehen kommt. Die Überlast beträgt alsdann:

Für die Tauchtiefe von (— 14,50):

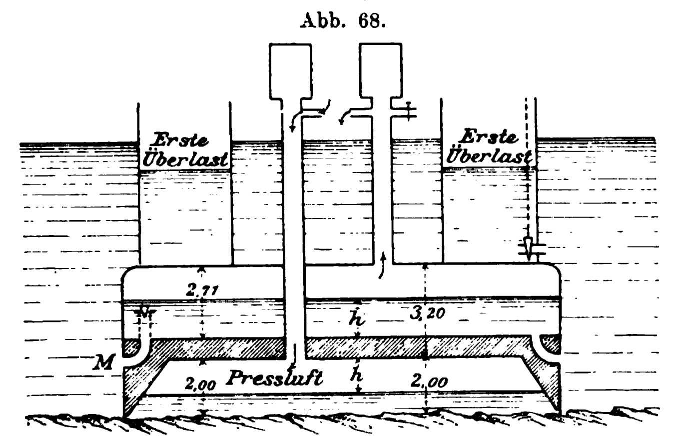
$$[0,40 - (14,5 - 5,60) \times 0,01]\ 398 \times 1,025 = 127\ t,$$

und für die Tauchtiefe von (— 6,90):

$$[0,40 - (6,90 - 5,60) \times 0,01]\ 398 \times 1,025 = 158\ t.$$

Nun handelt es sich darum, die Arbeitskammer trocken zu legen, damit die Arbeit beginnen kann. Zu dem Ende wird die Prefsluftzuleitung umgeschaltet (s. Abb. 68); statt wie bisher in die Gleichgewichtskammer, wird von nun an Prefsluft in die Arbeitskammer gepumpt, wogegen gleichzeitig Wasser, und zwar in ungefähr gleichen Mengen, in die Gleichgewichtskammer eintritt, was einfach dadurch bewirkt wird, dafs man durch zeitweises Öffnen der Hähne, welche sich neben den Schleusen der Gleichgewichtskammer befinden, Prefsluft ausströmen läfst.[37])

Abb. 68.



Bevor man nun die Luft gänzlich aus der Gleichgewichtskammer ausströmen läfst und diese damit ganz mit Wasser anfüllt, mit anderen Worten die Glocke noch mehr belasten läfst, wird es geboten sein, in den Arbeitsraum hinunterzusteigen, um sich zu überzeugen, ob die Glocke gleichmäfsig auf dem Baugrunde bezw. auf dem Mauerwerk aufsitzt. Bei gefüllter Gleichgewichtskammer und gefüllten Regulierschächten trägt die Glocke die gröfste Überlast, mit der man sie bei den gegebenen Vorrichtungen während der Arbeit belasten kann. Sie beträgt:

Bei einer Tauchtiefe von (— 14,50):

$$295\ t + (2,71 - 2,00)\ 38 \times 32 \times 1,025 = 1180\ t,$$

und bei einer Tauchtiefe von (— 6,90):

$$326\ t + (2,71 - 2,00)\ 38 \times 32 \times 1,025 = 1211\ t,$$

oder mit Berücksichtigung der lufterfüllten Steigeschächte der Arbeitskammer, deren Querschnitt etwa 8 qm ausmacht:

Bei (— 14,50) Überlast:

$$1180 - (14,5 - 2,00)\ 8 \times 1,025 = 1078\ t,$$

und bei (— 6,90) Überlast:

$$1211 - (6,90 - 2,00)\ 8 \times 1,025 = 1171\ t,$$

was einer Überlast f. d. qm der Glocke von 0,886 t bezw. 0,963 t gleichkommt. Damit ist für eine genügend grofse Standsicherheit der Glocke während der Arbeit gesorgt.

[37]) Durch Beobachtung des Fallens des Wasserspiegels in der Arbeitskammer und des Steigens desselben in der Gleichgewichtskammer wird man sich jeden Augenblick leicht überzeugen können, mit wie viel Überlast die Glocke auf dem Boden aufruht. Man läfst z. B. das Wasser um gleiche Höhen (h) fallen und steigen und es ergeben sich dann für $h = 2$ m, also in dem Zeitpunkt, in welchem das Wasser der Arbeitskammer gänzlich verdrängt ist, folgende Überlasten:

Bei einer Tauchtiefe von (— 14,50): $127\ t + 164,16 \times 1,025 = 295\ t,$

und bei einer Tauchtiefe von (— 6,90): $158\ t + 164,16 \times 1,025 = 326\ t.$

Unter gegebener Voraussetzung würde während des Leerens der Arbeitskammer die Überlast um $164,16 \times 1,025 = 168$ t gleich dem Gewicht des in den Gegenstreben verdrängten Wassers zunehmen.

Im Innern des Hafens von Genua, wo die Glocke bis jetzt zur Verwendung kam, war eine so grofse Standsicherheit bezw. Überlast nicht notwendig, denn die Vorrichtung hatte gröfseren Wellenschlägen oder Strömungen nicht zu widerstehen. Die Überlast durfte bedeutend (bis auf 200 bis 300 t) verringert werden, und es war dies sogar in allen den Fällen geboten, wo z. B. die Glocke nicht gleichmäfsig auf dem Baugrunde aufruhte, oder aber, wo zwei ihrer Wände auf dem Mauerwerk ruhten, während die anderen zwei auf aufgeschütteten Boden zu stehen kamen.

Durch Auspumpen von Wasser aus den Regulierkammern hat man es in der Hand, der Überlast in den meisten und tiefsten Stellungen der Glocke jede beliebige Gröfse zwischen Null und der oben berechneten „gröfsten Überlast“ beizulegen. So z. B. wird in der tiefsten Lage der Glocke (— 14,50) die Überlast = 0, wenn man aus den Regulierschächten $\frac{1078}{398 \times 1{,}026} = 2{,}62$ m Wasser auspumpt.

Bei einer Tauchtiefe von (— 6,90) [höchste Lage während der Arbeit] kann die Überlast durch Wasserauspumpen aus den Regulierschächten allein nicht mehr bis auf Null hinuntergebracht werden, denn bei gröfster Belastung steht das Wasser in den Regulierschächten nur 6,90 — 5,20 = 1,70 hoch. Durch Auspumpen desselben vermindert man die Überlast um

$$398 \times 1{,}70 \times 1{,}025 = 694 \text{ t};$$

sie wird dann:

$$1171 - 694 = 477 \text{ t}.$$

Eine weitere Verminderung der Überlast kann von nun an nur durch Verdrängen von Wasser aus der Gleichgewichtskammer durch Prefsluft erreicht werden.

Es ist noch zu bemerken, dafs für alle die Fälle, wo eine gewisse Überlast nicht überschritten werden darf, das oben erwähnte Wasserauspumpen aus den Regulierschächten gleichzeitig mit dem Einfüllen der Gleichgewichtskammer zu geschehen hat. An Hand genauer und gleichzeitig vorgenommener Wasserstandsbeobachtungen in der Arbeitskammer, der Gleichgewichtskammer und den Regulierschächten wird der die Bewegungen leitende Ingenieur leicht imstande sein, sich jederzeit Rechenschaft über die Gröfse der Überlast zu geben.

Noch bleibt zu erwähnen, dafs man anfänglich für notwendig gehalten hatte, ähnlich wie in La Rochelle (s. S. 364), die Glocke mittels Schrauben auf den Untergrund, sei es Boden oder Mauerwerk, abstellen zu müssen. Zu dem Ende hatte man in der Arbeitskammer, parallel zur Längenachse, somit quer unter den Deckenträgern hindurch, je einen Doppelbalken *D* eingebaut (s. Abb. 6[d], Taf. XIV), zwischen dessen Wänden die Schrauben, ähnlich wie in La Rochelle, eingebracht wurden. Man hat aber bei der Ausführung des Mauerwerkes die Anschüttung um dasselbe so rasch nachgeführt, dafs es möglich wurde, die Glocke stets allseitig mit ihrer unteren Schneide unmittelbar auf dem Boden aufruhen zu lassen.

Die ganze Vorrichtung hat stets mit der gröfsten Sicherheit gearbeitet und zu keinen Störungen Anlafs gegeben.

Auf derselben Ausführungsanordnung, wie die Glocke von Genua, beruht eine kleinere Glocke, welche gegenwärtig im Hafen von Marseille[86]) zur Vertiefung des Grundes vor den schon bestehenden Kaimauern dient und im weiteren dazu bestimmt ist, den unteren, breitesten Teil der fortlaufenden, wasserdichten Kaimauern zu erstellen, die zur Vergröfserung des Hafens dienen sollen. Diese Glocke von 18 m Länge und

[86]) Vom Verfasser erbaut und verwendet.

9 m Breite trägt eine Gleichgewichtskammer von 2,35 m Höhe und 4 runde Gleichgewichtsschächte sitzen auf den vier Ecken der Gleichgewichtskammer und stehen mittels Röhren in Verbindung mit einer zentralen Schachtröhre, in welche durch einen grofsen Hahnen Wasser eingelassen und von dort in die 4 Seitenschächte, oder blofs in einen Teil derselben, geleitet werden kann, indem deren Verbindungsröhren im Zentralschacht mit Hahnen versehen sind.

Will man den Caisson senken, so öffnet man den Wasserzutritt in den Zentralschacht, von wo das Wasser durch 4 Leitungen in die 4 Gleichgewichtsschächte tritt, soll hingegen die Glocke gehoben werden, so schliefst man den Wasserzutritt im Zentralschacht ab, läfst dagegen die Verbindungen zwischen demselben und den 4 Gleichgewichtsschächten offen und pumpt im Zentralschacht mit einer Pumpe, welche durch einen Elektromotor getrieben wird, deren Wasser aus.

Die Glocke ist mit 2 Materialschleusen versehen, welche durch Elektromotoren betrieben werden und mit 2 Personenschleusen, von denen die eine in die Gleichgewichtskammer führt, s. Abb. 13 bis 15, Taf. IX (vergl. auch S. 358).

§ 9. Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Fundamente mit Glocken. Während bei Anwendung von Druckluft und verlorenen Caissons die Erstellung fortlaufender wasserdichter Fundamente nur darin bestehen kann, dafs zwischen einzelnen Fundamentkörpern, von denen jeder über Wasser reicht, nachträglich eine wasserdichte Verbindung bewerkstelligt wird, baut man bei Anwendung von Glocken derartige Fundamente in der Weise, dafs die einzelnen Mauersätze schon bei Ausführung des je darüber folgenden Satzes wasserdicht miteinander verbunden werden. Wenn man nämlich dafür Sorge trägt, dafs die Verbindungsstücke zwischen zwei Mauerblöcken eines Satzes im oberen Satze nicht in die gleiche Lotrechte, d. h. nicht übereinander fallen, dafs vielmehr, wie bei den Bauten aus Quadersteinen, die untere Verbindung (Fuge) durch einen oberen Block gedeckt wird, so erzielt man, namentlich wenn man in niedrigen Sätzen aufbaut, einen so vollkommenen Verband, wie man ihn im Freien nicht besser erstellen kann.

Man wird somit ein fortlaufendes wasserdichtes Fundament mit Hilfe eines beweglichen Caissons oder einer Glocke in der Weise erstellen, dafs man zunächst den wasserdichten Boden, auf den dasselbe gestellt werden soll, blofslegt.

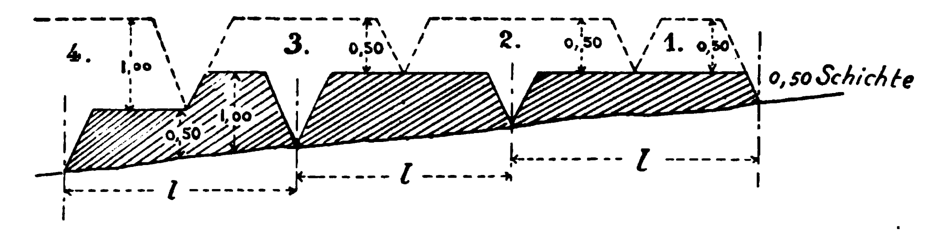
Wenn der Boden mit wasserführenden, wenig tragfähigen Bodenschichten überlagert ist, so kann deren Entfernung mit dem beweglichen Caisson oder der Glocke bewirkt werden, insofern ihre Mächtigkeit nicht mehr als 2,50 bis 3 m beträgt, weil man mit Hülfe von Hebezeug in der Lage ist, den Caisson wieder aus dem Boden zu heben, oder mit anderen Worten, weil es verhältnismäfsig leicht wird, die Reibung einer begrenzten Bodenschicht gegen den Caisson zu überwinden.

Sollten dagegen die Bodenschichten, welche auf dem tragfähigen Boden lagern, mehr als 3 m Mächtigkeit besitzen, so wird man darauf angewiesen sein, diese zunächst mit einer Baggervorrichtung abzuheben und in der Glocke blofs die letzte Reinigung über dem festen Boden vorzunehmen, oder sich zur Sicherheit etwas in denselben einzugraben. In diesem Falle dienen somit die Luftschleusen zunächst zur Förderung des Aushubes nach aufsen.

Nunmehr kann die Mauerung begonnen werden und zwar in Mauersätzen von 0,50 bis 1 m Höhe, wobei die Höhenlage des Bodens entscheidet. Man wird darauf Bedacht nehmen, den untersten Mauersatz zur Erstellung eines ersten wagerechten Blockes zu

benutzen, oder, bei stark geneigter Lage des Bodens, nach Abb. 69 wenigstens zur Erstellung eines Mauersatzes mit Höhen von 0,50 bis 0,70 m, wobei die Länge der einzelnen Blöcke stets der Gesamtlänge der Glocke entspricht.

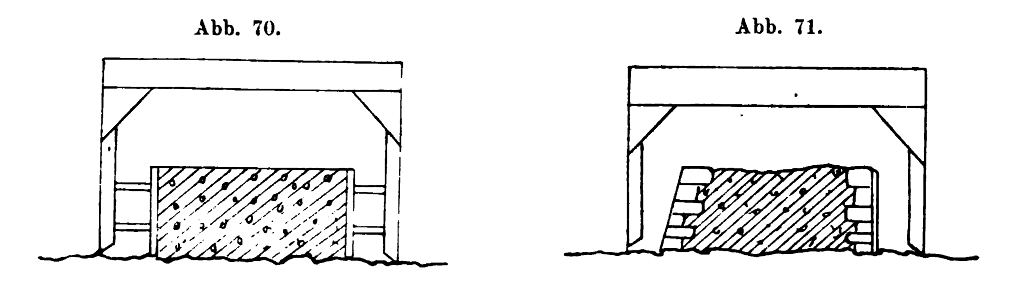
Abb. 69. *Mauerung fortlaufender Fundamente mit Hülfe von Glocken.*



Auf diesen untersten Satz folgt nun der zweite nach den gestrichelten Linien dieser Abbildung, wobei vor dem jeweiligen Aufbau der einzelnen Blöcke zunächst die Verbindung zwischen zwei aufeinanderfolgenden Sätzen der unteren Schicht ausgeführt wird, und zwar ebenfalls vollständig im Trockenen, was sich auch ohne alle Schwierigkeit erreichen läfst.

Je nachdem man die Fundamentmauer in Beton oder in Bruchsteinmauerwerk ausführt, wird man den einzelnen Blöcken im Querschnitt, sei es mit Hilfe von Brettern (wenn es sich um Beton handelt), sei es durch einen entsprechenden Aufbau von Mauerwerk, das Profil der zu erstellenden Mauer geben (s. Abb. 70 u. 71).

Abb. 70. Abb. 71.

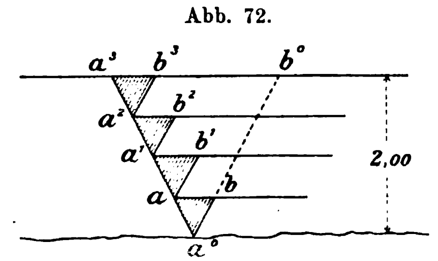


Um in dem darüberliegenden Mauersatze die Fuge zwischen den beiden Blöcken des unteren wasserfrei auszufüllen, genügt es, sie an beiden Seiten mit zwei zu dem Zweck besonders geformten hölzernen oder eisernen Schützen, die an der Decke der Glocke aufgehängt werden und dort mit Flaschenzügen beweglich sind, abzuschliefsen und diese Schützen mit Spreizen gegen die Wand der Glocke abzustützen. Zunächst wird die Fuge mit Hilfe einer kleinen Handpumpe trocken gelegt, dann wird ihre sorgfältige Reinigung und schliefslich ihre Ausmauerung vorgenommen.

Um nicht genötigt zu sein, für die Schneiden der Glocke, die auf den unteren Mauersätzen aufsitzen, Kerben in die letzteren zu machen, um ein vollständiges Trockenlegen der oberen Fläche des unteren Satzes zu erzielen, ist es zweckmäfsig, an die Schneiden einen Wulst aus gutem Segeltuch, gefüllt mit Moos, anzubringen und die Unterkanten der Schneiden der Längsseiten der Glocke etwas tiefer hinabreichen zu lassen. Um einen untadelhaften Verband des unteren Mauersatzes mit dem oberen zu erreichen, tut man gut, den unteren entweder abzuspitzen oder besser mit Stahlbesen oder aber mit Druckwasser zu reinigen, bevor das neue Mauerwerk aufgebracht wird.

Wenn die Glocken so grofs sind, dafs ihre Versetzung von einer Stelle zur anderen mit Schwierigkeiten und namentlich mit grofsem Zeitverlust verbunden ist (wie dies z. B. bei den grofsen Glocken der Fall war, welche der Verfasser zum Bau der Trockendocks in Genua verwendet hat), so baut man gerne in einer Stellung des Caissons mehr als eine Schichtenhöhe von 0,50 bis 1 m, also z. B. 2 m auf, wobei man sich darauf beschränken kann, den Caisson mehrmals zu heben, um beispielsweise den Mauersatz von 2 m dennoch in vier Schichten zu 0,50 m Höhe auszuführen, was ohne jede Arbeitsunterbrechung möglich ist.

Abb. 72.



Um aber zu vermeiden, dafs die Fuge mit dem nebenstehenden Mauersatze in diesem Fall ebenfalls eine Tiefe von 2 m erhalte, welche nur schwierig trocken zu legen wäre, schlägt man das Verfahren ein, welches die nebenstehende Abb. 72 erläutert.

Mit jeder Hebung der Glocke verschiebt man diese gleichzeitig wagerecht um ein Stück $a\,b$, so dafs man nach jeder Hebung derselben einen Teil der Fuge $a\,b\,a^0 = a^1\,b^1\,a = a^2\,b^2\,a^1$ und endlich in einer späteren Lage der Glocke nur noch das Fugenstück $a^3\,b^3\,a^2$ statt der Fuge $a^3\,b^0\,a^0$ auszufüllen hat.

D. Verschiedenes und Werkzeuge.

§ 10. Bedenken gegen die Ausführung von Mauerwerk und Beton in Prefsluft. Gegen das Mauern und Betonieren in Prefsluft hat man mehrfache Bedenken erhoben, die sich in folgenden Sätzen zusammenfassen lassen:

1. Die Prefsluft hat die Eigenschaft, den Mörtel rasch auszutrocknen, so dafs er nicht mehr in gutem Zustande in die Arbeitskammer gelangt.
2. Es ist nicht möglich, in den Glocken Mauerwerk herzustellen und es kann deshalb nur Beton in ihnen verwendet werden, der aber in schlechtem Zustande in dieselben gelangt.

Sehen wir uns diese Behauptungen etwas näher an, so steht zunächst fest, dafs die Eigenschaft, die man der Prefsluft zuschreiben will, den Mörtel rascher zu trocknen, nur darauf beruhen könnte, dafs in ihr das Wasser rascher verdunstet. Wer aber schon einmal in die Arbeitskammer einer Prefsluftgründung gestiegen ist, wird sich erinnern, dafs dort die Wände und die Decke mit Wassertropfen bedeckt sind, die bei Beleuchtung in allen Farben glänzen, dafs überhaupt alles, was man dort berührt, wie in einem Keller feucht ist, was in einem Raume, der auf einem nassen Boden steht und dessen Temperatur selten 12 bis 15° R. übersteigt, auch nicht anders sein kann.

Dagegen wird der Besucher beim Aufsteigen in die Luftschleusen bemerken, dafs die Temperatur in den Steigeschächten allmählich steigt und in der Luftschleuse ihr Maximum erreicht. Dort finden sich denn auch an den eisernen Wandungen keine Wassertropfen mehr vor, was auf eine trockene Luft hinweist; diese ergibt sich daraus, dafs im allgemeinen die Temperatur in den Luftschleusen höher steht, als diejenige der äufseren Luft, deren Temperatur gewöhnlich auch das Eisen annimmt.

Bringt man nun in diesen heifsen und trockenen oberen Raum Mörtel, so wird er offenbar rasch und stark trocknen. Führt man den Mörtel sogar in der Weise in die Arbeitskammer ein, dafs man ihn von der Luftschleuse durch den Steigeschacht frei herabfallen läfst, so wird er während des Falles zunächst zerteilt und während der raschen Bewegung durch die warme Luft in der Tat rasch getrocknet.

Beobachtet man aber die Vorsicht, den Mörtel in freier Luft in ein gröfseres Gefäfs zu laden und in diesem in die Arbeitskammern hinunterzulassen, wo keine rasche Verdunstung mehr stattfindet, so kommt er daselbst in völlig unverändertem Zustande an und kann ohne weiteres in gleicher Weise wie in freier Luft verwendet werden. Es handelt sich somit bei Verwendung und Einführung von Mörtel in Prefsluft ganz einfach darum, mit einem Verfahren zu brechen, dessen sich viele Konstrukteure bisher aus Bequemlichkeit bedient haben.

Die Prefsluft untersteht bezüglich ihres Vermögens, Wasser zu verdunsten, keinen anderen Gesetzen als die gewöhnliche Luft, die Verdunstung hängt ausschliefslich von ihrer Temperatur ab.

Was nun die Unmöglichkeit oder Unzweckmäfsigkeit anbelangt, in Prefsluft Mauerwerk mit kleineren Baumaterialien, wie Backsteinen oder Bruchsteinen auszuführen, so wird dieselbe im allgemeinen darauf zurückgeführt, dafs an einem Ort, wo die Arbeit sich nicht bequem ausführen läfst, d. h. wo der Arbeiter sich in seinen Bewegungen gehindert fühlt, er auch seine Arbeit schlecht ausführe, und dafs auch die Einführung von Baumaterialien in die Arbeitskammer mit Schwierigkeiten verbunden sei. Um diesen Einwurf zu heben, braucht man blofs darauf bedacht zu sein, die Glocke bequem einzurichten und die Luftschleusen den einzuführenden Materialien anzupassen.

Bequem wird der Maurer auch in einer Glocke arbeiten, wenn sie hoch genug ist, damit er sich während seiner Arbeit nicht mehr bücken mufs, als dies auch im Freien der Fall ist und wenn er aufserdem gut beleuchtet wird. Ferner wird ihm seine Arbeit um so rascher und besser von der Hand gehen, wenn ihm die Baumaterialien nicht fehlen und ihm nicht im Wege liegen.

Wenn man nun im allgemeinen blofs Mauersätze von 0,50 m Höhe macht, so genügt eine Höhe der Arbeitskammer von 2,20 m vollkommen und eine in jeder Beziehung hinreichende Beleuchtung läfst sich in neuerer Zeit mit Leichtigkeit durch eine richtige Verteilung elektrischer Lampen an der Decke der Arbeitskammer erzielen.

Eine bequeme Beschaffung der Baumaterialien wird erreicht, wenn man die Schächte, durch welche erstere eingeführt werden, im allgemeinen seitlich von der Mauer anlegt, d. h. eher in der Nähe der Wandungen der Kammer, als in ihrer Achse. Ganz bequem wird aber die Arbeit, wenn die Arbeitskammer wesentlich breiter ist als die zu erstellende Mauer und im Raume zwischen den Wänden der Arbeitskammer und dem Mauerkörper ein Gerüstboden sich befindet, welcher mittels Flaschenzügen an der Decke der Arbeitskammer hängt und dessen Höhenlage nach Wunsch und Bedürfnis geregelt werden kann.

Was nun die Schleusen anlangt, mittels deren in solchen Fällen die Baumaterialien eingeführt werden, so müssen diese derart angeordnet sein, dafs man die Materialien in der freien Luft rasch und leicht in ein gröfseres Gefäfs einladen, sie rasch in die Prefsluft bringen und im nämlichen Gefäfse in die Tiefe fördern kann. Wir verweisen diesbezüglich auf eine weiter unten beschriebene Luftschleuse, welche diesen Anforderungen entspricht.

Maurerarbeiten, die von dem Verfasser in Paimboeuf, St. Malo, La Rochelle, Genua und Bordeaux in passend angeordneten Luftkammern (Glocken) und mit zweckmäfsigen Luftschleusen ausgeführt wurden, haben ergeben, dafs man derart Mauern aller denkbaren Profile ebenso gut in Prefsluft ausführen kann, als im Freien, dafs sich ihr Preis nicht höher stellt, als wenn man Beton in Prefsluft verwendet, dafs die Arbeitsleistung eines Maurers in Prefsluft in keiner Weise hinter derjenigen im Freien

zurücksteht und daſs namentlich für Ausführung von Längsmauern (Kai) u. s. w. die Verwendung von Bruchstein- oder Backsteinmauerwerk statt Beton ganz bedeutende Vorteile bietet, unter denen namentlich angeführt werden darf, daſs man eine gröſsere Wasserdichtigkeit mit solchen Mauern zu erreichen imstande ist, als bei Verwendung von Beton.

Diese Tatsache, die wir und die Bauverwaltungen schon oft festzustellen Gelegenheit hatten, läſst sich auf verschiedene Ursachen zurückführen. Zunächst weist der Beton, namentlich wenn er in der meist gebräuchlichen Weise so in die Arbeitskammer gebracht wird, daſs man ihn von der Luftschleuse hinunterfallen läſst, eine ungenügende Mischung auf, indem die schweren Steine rascher fallen als der Mörtel, wodurch eine Scheidung derselben stattfindet. Wird nun eine gehörige Mischung nicht neuerdings vorgenommen, so verwendet man einen sehr ungünstig gemischten Beton, der an denjenigen Stellen wasserdurchlässig werden muſs, welche weniger Mörtel enthalten.

Ferner wird auch gut gemengter Beton im allgemeinen in wagerechten Schichten abgeglichen und eingestampft. Mag nun auch die Sorgfalt noch so groſs sein, die man darauf verwendet, vor Aufbringen einer oberen Schicht die untere Betonfläche zu reinigen, so ist dies gerade der vielen, obschon kleinen, Unebenheiten wegen nicht leicht, und es bildet sich infolge dessen kein enger Verband zwischen den beiden Schichten, somit eine wasserführende Spalte. Dagegen bietet das Bruchsteinmauerwerk, wenn man die untere Schichte z. B. mit Druckwasser und eisernen Besen wie den Beton reinigt, weit tiefere Verzahnungen, die eine durchgehende Wasserader auch dann abschneiden, wenn noch Unreinigkeiten in einer der Verzahnungen zurückgeblieben wären. Wir empfehlen somit, namentlich für fortlaufende wasserdichte Mauern, die in Preſsluft erstellt werden müssen, deren Ausführung in Mauerwerk statt in Beton.

§ 11. Die Förderung des gelösten Bodens.

1. Die Luftschleusen. Aus der Beschreibung der Luftschleuse, welche Triger bei Versenkung des Schachtes in Chalonnes gebraucht hatte (s. S. 316) und aus demjenigen, was über die Schleusen berichtet wurde, die bei Röhrengründungen zur Verwendung kamen, geht hervor, daſs man das Prinzip der Schleusen, wie Triger dasselbe zuerst gefunden, zunächst unverändert belassen hat, und daſs die seither gebauten Schleusen sich eigentlich nur durch die Vorrichtungen zur Förderung des ausgehobenen Bodens voneinander unterscheiden.

Bei den ersten Schleusen fand diese Förderung in der Weise statt, daſs der Aushub in kleine Eimer geladen und an einem Seil, welches oben in der Luftschleuse über eine Rolle lief, von Arbeitern in diese Luftschleuse gehoben wurde, die groſs genug bemessen war, um eine Anzahl Eimer in dieselbe entleeren oder in ihn aufstapeln zu können. Sollte dann die Schleuse selbst entleert werden, so muſste die bisher offene Tür über dem Steigeschacht geschlossen und, nach Entweichung der Druckluft aus der Schleuse, die Tür nach auſsen geöffnet werden, um nunmehr den aufgeschichteten Aushub oder die gefüllten Eimer nach auſsen entleeren zu können. Man war somit genötigt, den Aufzug des Aushubmaterials jeden Augenblick zu unterbrechen und ging deshalb zur Erstellung von Doppelschleusen über, deren eine unter Druckluft mit Aushub gefüllt, die andere inzwischen nach auſsen entleert wurde, oder umgekehrt. Anfänglich waren beide Schleusen mit einem besonderen Aufzug versehen, wurden dagegen später dreiteilig erstellt und zwar mit einem Mittelraum, in welchem sich der Aufzug befand, und zwei einzelnen Förderschleusen neben dem ersteren. Gleichzeitig

entwickelte sich dieser Aufzug zu einer liegenden Winde, die an der Decke des Mittelraumes angebracht war und ihre Bewegung durch eine Welle erhielt, welche mittels Stopfbüchsen quer durch diesen Mittelraum lief, um im Freien durch einen Motor betrieben werden zu können (s. Zeichnung, Luftschleuse Castor, Taf. VIII, Abb. 10).

Wohl mit Rücksicht auf die bescheidene Menge Aushub, welche derart befördert werden konnte, ist man beim Bau der Kehler Brücke zu einem Verfahren übergegangen, welches wir S. 322 beschrieben haben und das viel Bestechendes für sich hatte. Es bot indessen zunächst den Nachteil, dafs die Baggerschächte aus schwer zu handhabenden Stücken bestanden und dafs die allmählich mit fortschreitender Versenkung notwendig werdende Verlängerung dieser Schächte und der Baggerkette bei Gründungen von bescheidenen Abmessungen sehr umständlich wurde. Endlich konnte das Reifsen der Baggerkette eine langwierige Unterbrechung der Versenkungsarbeiten herbeiführen. Bei sehr dichtem Untergrunde, wie Lehm oder lehmreicher Sand, konnte überdies der Mifsstand eintreten, dafs der Überschufs an Prefsluft im Arbeitsraume durch diesen Schacht zu entweichen suchte, wobei das Wasser im Baggerschacht gehoben und in die Höhe geschleudert wurde, um nach Entweichung der Luftblase zurückzufallen, infolge seiner lebendigen Kraft in die Arbeitskammer einzutreten und diese zeitweilig unter Wasser zu setzen.

Schliefslich konnte der Bagger bei felsigem Boden nicht verwendet werden und bot somit keine allgemeine Lösung des Förderverfahrens. Man hat sich desselben dann auch nach den Gründungsarbeiten bei Kehl nicht mehr häufig bedient. Dagegen sei erwähnt, dafs die amerikanischen Ingenieure dasselbe Verfahren beim Bau ihrer gröfseren und mit Druckluft gegründeten Brücken wieder aufnahmen, die Baggerkette im Schachte jedoch durch einen Klauenbagger ersetzten, wodurch indessen die Mehrzahl der obengenannten Mifsstände nicht behoben wurde.

Neben diesen Baggerschächten dienten dann einfache Personenschleusen zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter. Zur Erleichterung für die letzteren verlegten die amerikanischen Ingenieure die Schleuse in die Arbeitskammer, oder dicht über diese, so dafs der Auf- und Abstieg im Freien erfolgen konnte und ersetzten die Leiter in der Steigeröhre bei grofsen Gründungen durch eine eiserne Wendeltreppe in weitem Schacht (s. Abb. 18, Taf. X). Ähnliche Anordnungen zeigen der Taucherschacht in Brest, Abb. 1 u. 2, Taf. IX, sowie die Sprengglocke in Rom, Abb. 7 bis 10, Taf. XIII.

Der spätere Präsident der französischen Republik, Carnot, dehnte, als Ingenieur in Chambery tätig, diesen Vorgang in der Weise aus, dafs er Luftschleusen für Personen- und Aushubförderung anordnete, die sich in der Arbeitskammer befanden, so dafs der Aushub im Freien in die Höhe gezogen wurde.

Das häufige Abheben der Luftschleuse zum Zweck der Verlängerung der Steigeschächte fiel damit freilich weg, doch mufste statt dessen die Hebevorrichtung stets abgehoben werden. Im weiteren konnten die Steigeschächte verlängert werden, ohne dafs man die Luft in der Arbeitskammer ablassen mufste; doch läfst sich dies auch vermeiden, indem man während dieses Vorganges die Öffnung des Steigeschachtes gegen die Arbeitskammer mit einer Klappe oder Tür schliefst, wogegen es namentlich bei weichem Untergrunde oft schwer wird, sich dieser Luftschleusen zu bedienen, ja sogar gefährlich werden kann, wenn der Fundamentkörper stark im Untergrunde einsinkt, so dafs der Schlammboden einen Teil der Arbeitskammer füllt.

Alle diese Gründe haben dazu geführt, die Luftschleusen, einzelne Fälle ausgenommen, über Wasser auf Steigeschächten anzubringen und deren Leistungsfähigkeit bei möglichst kleinem Gewicht zu heben.

Dabei ist zu berücksichtigen, ob es sich um Ausführung einer grofsen oder einer nur bescheidenen Gründung handelt. Für kleinere Gründungen dienen wohl am besten Luftschleusen, ähnlich denjenigen, die schon bei den Röhrengründungen beschrieben wurden, bei denen indessen die seitlichen Materialschleusen so verkleinert werden, dafs sie nur zur Förderung der Aushubmasse dienen können und somit die Arbeiter die mittlere Kammer zum Ein- und Austritt benutzen müssen (s. Schleuse mit seitlichen Pfeifen, Taf. X, Abb. 12 u. 13).

Grofs ist die Zahl der Schleusen verschiedener Formen, die hierher gehören, beinahe so grofs als die Zahl der Unternehmer, die sich mit Druckluftgründungen beschäftigen und es kann nicht der Zweck dieser Arbeit sein, sie alle zu erwähnen.

Dagegen soll hier ein Fehler besprochen werden, der beinahe allen Schleusen dieser Art eigen ist. Es betrifft dies den Verschlufs der seitlichen Materialschleusen nach aufsen.

Bei allen bisher besprochenen Schleusen findet der Verschlufs der Türen durch den Luftdruck statt und es wird dadurch unmöglich eine Tür zu öffnen, hinter welcher Luftdruck besteht, somit unmöglich, durch Öffnen einer Tür Druckluft aus dem Innern der Arbeitskammer plötzlich austreten zu lassen. Die Arbeiter sind somit im Innern des Caissons in dieser Beziehung gegen die Möglichkeit sichergestellt, dafs die Luft in der Arbeitskammer plötzlich durch Öffnen einer Tür nach aufsen entweicht, und das bisher verdrängte Wasser so rasch der entweichenden Luft folgt, dafs sie keine Zeit mehr finden, zu entfliehen und somit ertrinken müfsten. Diese Sicherheit besteht nicht in gleichem Mafse bei den Luftschleusen mit seitlichen kleinen Materialschleusen, weil deren Türen nach aufsen nicht durch den Luftdruck, sondern gewöhnlich durch Hebel- und Druckschrauben geschlossen gehalten werden. In den Abb. 12 u. 13, Taf. X ist dies z. B. der Fall. Nach dem Vorhergesagten erklärt sich der Betrieb wohl von selbst.

Bei der Förderung mufs die mittlere grofse Schleusenkammer, welche in der Decke eine kleine, von aufsen angetriebene Windevorrichtung besitzt, mit der Arbeitskammer in Verbindung stehen. Der einzige Arbeiter, der sich in der Schleuse befindet, entleert die aufgezogenen Eimer in eine der zwei nach innen geöffneten, nach aufsen mittels einer Druckschraube geschlossenen, seitlichen Materialschleusen. Sobald diese gefüllt ist, schliefst er die Tür nach innen und gibt nach aufsen ein Zeichen, worauf der aufserhalb stehende Arbeiter die Druckluft mittels eines kleinen Hahnes entweichen läfst, hierauf die Flügelschraube löst, wodurch der Druckhebel vor derselben frei wird, die Tür aufgeht und das Aushubmaterial herauskollert.

Unterdessen wird die zweite Materialschleuse ohne Unterbrechung des Betriebes im Innern gefüllt. Die äufsere Tür der geleerten Schleuse wird aber wieder geschlossen, indem die Flügelschraube in den Ausschnitt des Druckhebels gelegt, angezogen und dem Arbeiter im Innern ein Zeichen gegeben wird, dafs er durch den inwendig angebrachten Hahn die Druckluft in den leeren Zylinder eintreten lassen und die Tür nach innen, nach erfolgter Ausgleichung der Luft in beiden Räumen, öffnen könne.

Den oben gerügten Mifsständen dieser Anordnung kann dadurch teilweise abgeholfen werden, dafs man einen guten Signaldienst zwischen innen und aufsen sucht.

Eine vollständig abweichende Ausbildung hat die Firma Klein, Schmoll und Gärtner den von ihr gebauten Schleusen gegeben, indem sie auf den vertikalen Bagger zum Heben des Aushubs zurückgriff, diesen jedoch in Druckluft, somit in der Steigeröhre aufstellte und dieser letzteren (s. Abb. 14 bis 17, Taf. X), die sowohl zum Fördern aller Materialien, als auch zum Durchgang der Arbeiter dient, zu dem Zweck eine weite elliptische Form gab.

Wie die Abb. 14, 15 u. 16 zeigen, besteht die Luftschleuse äufserlich aus drei verschiedenen Hauptteilen, indem in der Mitte die auf dem Schacht ruhende Arbeitskammer sich befindet, an welche rechts und links die zum Ausschleusen der Erde dienenden Behälter angehängt sind. Alle drei Teile sind aufsen durch drei starke wagerechte Bänder fest zusammengehalten und besitzen jeder für sich eine möglichst widerstandsfähige Form. Der mittlere Hauptteil zerfällt wieder nach Abb. 15 mittels einer lotrechten Blechwand in den zur Förderung von Materialien und in den als Einsteigschleuse dienenden kleineren Teil, welche beide durch eine in der Blechwand befindliche Tür (s. Abb. 14) in Verbindung gesetzt werden können. Die äufsere lotrechte Tür der Einsteigschleuse ist aus Abb. 15 links unten zu ersehen; während die innere wagerechte Klappe ebendaselbst offen herabhängt, ist sie in Abb. 16 im Grundrifs geschlossen dargestellt. Zu ihrer Bewegung dient der in Abb. 15 angegebene einfache Flaschenzug. Unter ihr befindet sich der zum Auf- und Niedersteigen der Arbeiter dienende und mit einer eisernen Leiter versehene Teil des Schachtes.

Der, übrigens in gewöhnlicher Weise ausgebildete, vertikale Bagger ist in dem unteren Teil des Förderschachtes so eingespannt, dafs bei zunehmendem Sinken der Caissons und annähernd feststehender Ausgufshöhe leicht eine Verlängerung der Eimerkette erfolgen kann (vergl. Kap. II, Baggermaschinen, in der 1. Abt. des IV. Bandes). Die obere Trommel des Baggers, welche die Kettenglieder mit 8 Zähnen erfafst, wird durch ein grofses Zahnrad von der seitlich daneben liegenden und nach aufsen führenden Triebwelle getrieben. Am äufseren Ende dieser Triebwelle befindet sich eine Riemenscheibe, welche von einer tiefer stehenden Lokomobile bewegt wird. Diese Triebwelle ist vermöge einer lösbaren Kuppelung von innen durch einen Hebel ausrückbar. Sobald ein Baggereimer gerade über der oberen Trommel angekommen ist und das Auskippen desselben beginnt, steht ein beweglicher Ausgufskasten (s. Abb. 14 u. 15) unter dem Eimer und in der Mittellinie der Kammer bereit. Nach erfolgter Kippung des Eimers legt sich dieser Ausgufskasten vermöge seiner Verbindung mit jenem Triebwerk durch ein aus den Abb. 14, 15 u. 16 ersichtliches Hebelwerk beliebig nach rechts oder links, wie beispielsweise in Abb. 14 punktiert angegeben ist, wobei durch seinen Schwung die Erde in den gleichzeitig zur Aufnahme bereit stehenden seitlichen Behälter geworfen wird. In Abb. 14 ist ferner dargestellt, wie der linksseitige Behälter die Erde aufnimmt, hierzu innen gegen die mittlere Kammer geöffnet, nach unten aber durch die niederzuschraubende Schützenvorrichtung geschlossen ist, während umgekehrt der rechtsseitige Behälter zur Ausschleusung der empfangenen Erde bereit, also nach innen durch eine Schütze geschlossen, nach aufsen aber geöffnet ist. Der nach aufsen gehende Verschlufs dieser Ausgufsschleuse bedurfte einer besonderen und etwas umständlichen Ausführungsart, da er von aufsen durch Handrad und Schraube zu bedienen ist. Die ganze Baggervorrichtung kann durch die Einsteigschleuse aus- und eingebracht werden. Sobald die Senkung mittels Bagger beendet ist, kann zur Ausfüllung des Caissons mit Beton ein Betontrichter eingehängt werden. Dieser wird in die aus Abb. 16 am deutlichsten ersichtliche obere Klappe gehängt, wo er also den durch das Baggertriebwerk ein-

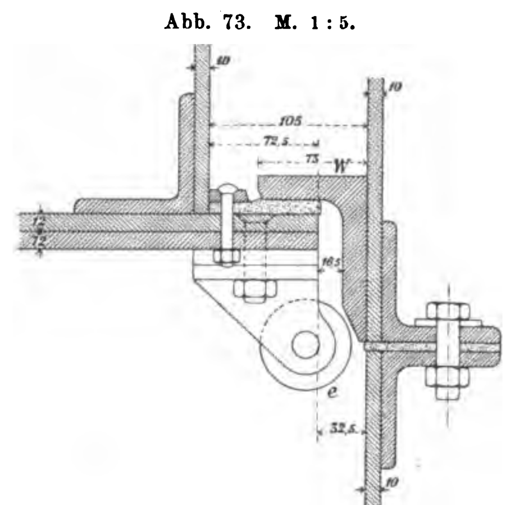
genommenen Raum zum Teil ausfüllt. Er besitzt oben und unten je eine Verschlufsvorrichtung und gestattet nach seiner Einbringung eine ununterbrochene Arbeit im Caisson, wogegen allerdings behufs seiner Einsetzung auf kurze Zeit die Druckluft aus demselben entweichen mufs.

Obschon diese Schleuse die Anwesenheit eines Arbeiters in der Luftschleuse entbehrlich macht, was mit Rücksicht auf die hohe Temperatur, welche gewöhnlich dort herrscht, von Wert ist, so hat sie dagegen den Nachteil, sehr umständlich und schwer zu sein, im ganzen nicht mehr zu fördern, als die vorhin beschriebene kleine Schleuse, sich zum Aushub von felsigem Boden nicht zu eignen und ebensowenig zum Einbringen von Steinen u. s. w. von aufsen in die Arbeitskammer benutzen zu lassen.

Die neuen Gründungsarten mit Glocken verlangen namentlich diese letztere Möglichkeit, was den Verfasser veranlafste, eine Luftschleuse zu bauen, die sowohl zum Ausschleusen von gelöstem Boden, als zum Einschleusen von Baumaterialien gleich vorteilhaft dienen kann und zu deren Betrieb die Gegenwart von Arbeitern in der Prefsluft der Schleuse unnötig wird. Gleichzeitig wurde darauf gesehen, dafs diese Schleuse möglichst kleine Abmessungen erhielt, damit sie leicht beweglich bleibe und es wurde deshalb davon abgesehen, sie gleichzeitig auch für das Durchschleusen von Arbeitern nutzbar zu machen.

Diese sogenannte Materialschleuse (s. Abb. 7 bis 13, Taf. XIV) sitzt auf einer Steigeröhre S von 1,05 m Durchmesser, deren Rohrstücke mit Flanschen aus Winkeleisen verbunden werden, die sich aufserhalb der Röhre befinden. Die Steigeröhre bildet somit im Innern eine durchaus glatte Fläche ohne irgend welche nennenswerten Vorsprünge, indem auch die Nietköpfe auf der Innenseite versenkt sind. Den gleichen Durchmesser wie die Steigeröhre hat auch die Luftschleuse, in deren unterem Teil sich dagegen ein nach innen vorspringender Winkeleisenkranz W (Taf. XIV, Abb. 11 u. Textabb. 73) befindet. An einer Hebevorrichtung, welche weiter unten beschrieben werden soll, hängt an einer Gelenkkette ein flacher Boden von 1 m Durchmesser, der sich somit nur unter dem einspringenden Winkeleisen bewegen kann, gegen welches er bei weiterem Heben anschlagen würde. Auf diesem Boden steht ein eisernes Gestell, dessen zwei Ständer ohne anzuschlagen zwischen dem vorspringenden Winkeleisen durchgehen können und zwischen denen ein blecherner Kübel in Kipplagern hängt.

Abb. 73. M. 1 : 5.



Die Höhe des Raumes über dem vorspringenden Winkeleisen und der Decke reicht knapp hin, um den Kübel mit seinem Gestell aufzunehmen, wenn der bewegliche Boden unter dem Winkeleisen anschlägt. In diesem Raume befindet sich die Tür D, die nach aufsen führt. Sie ist als Schiebetür gebaut und hängt mit zwei Rädchen an einer Rinne, die inwendig an der Schleusenwand angenietet ist. Ihre Lage ist derart gewählt, dafs wenn der Kübel umgekippt wird, er sich genau durch die geöffnete Tür entleeren kann (s. Abb. 11).

Die Aufhängung des Bodens mit seinem Kübel findet mittels einer Gelenkkette F statt, welche mit dem einen Ende b an der Decke eines schmalen Aufsatzes auf der

zylindrischen Schleusenkammer befestigt ist und um eine Rolle *d* läuft, die im oberen Querstück zwischen den zwei Ständern des eisernen Gestells gelagert ist. Das andere Kettenende läuft über ein Kettenrad *G* (s. Abb. 7), das im oberen Teil des Aufsatzes auf einer Welle sitzt, welche aufsen in Bewegung gesetzt werden kann. Wickelt sich die Kette ab, so gleitet somit der Kübel auf seinem Gestell mit dem als Grundlage dienenden flachen Boden ungehindert durch die Steigeröhre bis in die Arbeitskammer hinunter und kann dort mit Aushubmaterial beladen werden. Zur Erleichterung des Gleitens dienen 6 Rädchen *e* (Taf. XIV, Abb. 7 u. Textabb. 73) am Rande der Bodenplatte.

Rollt man die Kette auf, so steigen Kübel und Boden ungehindert in der Steigeröhre auf, bis der flache Boden unter dem in die Steigeröhre vorspringenden und mit einer Kautschukplatte belegten Winkeleisen anschlägt und gegen dasselbe gezogen wird. Gleichzeitig schlägt das Querstück des Kübelgestelles an einen Winkelhebel *f* und öffnet einen Hahn *g*, aus welchem die Prefsluft ausströmt, welche sich im Raume befindet, den der flache Boden nach unten begrenzt. Es tritt somit über demselben eine stets zunehmende Luftverdünnung ein und der Boden wird durch den höheren Luftdruck von unten energisch gegen seinen Anschlag geprefst; hierdurch wird eine vollständige Dichtung geschaffen.

Sobald nun die Spannung der Prefsluft oberhalb des Blechbodens bis auf diejenige der freien Luft gefallen ist, läfst sich von aufsen die Schiebetür öffnen, die bisher durch den inneren Luftdruck an die Schleusenwand geprefst worden war. Der Kübel läfst sich umkippen und entleert seinen Inhalt durch die Tür aufserhalb der Schleuse.

Sofort nach erfolgter Entleerung wird der Kübel wiederum in seine lotrechte Lage gebracht und die Schleusentür geschlossen, dann mittels Umlegen der Hebelvorrichtung die Verbindung F_1 (s. Abb. 9) zwischen der oberen Kammer und der Steigeröhre hergestellt, so dafs Prefsluft in die obere Kammer eintritt. Sobald die Ausgleichung der Spannung der Luft zu beiden Seiten der Bodenplatte eingetreten ist, genügt es, die Gelenkkette abzurollen, um neuerdings das Hinuntergehen des Kübels in die Arbeitskammer zu erzielen.

Leicht erreicht man, dafs umgekehrt in die umgekippten Kübel Mörtel oder Steine von aufsen geladen werden können, wenn es sich darum handelt, diese Materialien in die Arbeitskammer zu fördern.

Zur Vervollständigung des Werkzeuges dient ein an die Luftschleuse anzuschraubender eiserner Behälter *H* zur Aufnahme der Gelenkkette, die in diesen tritt und sich dort niederlegt, ohne sich verwickeln zu können.

Um zu verhindern, dafs die Gelenkkette beim Anziehen der Bodenplatte an den Anschlagwinkel zu stark angespannt wird und infolge dessen reifst, ist sie mit dem festen Ende an eine Stange angeheftet, deren anderes flaches Ende auf einer kräftigen Feder *K* ruht.

Der Kübel hält 400 Liter. Er läfst sich leicht abheben und herausnehmen, so dafs dann auf der Platte kleine Quadersteine in die Arbeitskammer hinuntergelassen werden können.

Die Leistungsfähigkeit dieses Werkzeuges übertrifft diejenige aller Förderschleusen, welche dem Verfasser bisher zu Gesicht kamen.

Die Bewegung der Achse, welche das Kettenrad trägt, wird von irgend einem rasch laufenden Motor aus, welcher auf der Schleuse selbst sitzt, mittels Friktionsscheiben vermittelt.

Bei den grofsen Bauten, welche der Verfasser im Hafen von Genua auszuführen hatte, dienten als Motoren kleine oscillierende Maschinen, Bauart „Schmid“, welche das dortige Druckwasser der städtischen Leitung benutzten. Seither werden alle diese Schleusen durch Dynamos betrieben und eignen sich in dieser Form namentlich zu Arbeiten im Meere, wie sie der Verfasser kürzlich im Hafen von Marseille ausgeführt hat.

Der Generator steht dort am Ufer und die Leitungsdrähte werden an Stangen, die auf dem Meeresboden aufgestellt sind, den Schleusen zugeführt. Diese Schleuse wiegt vollständig ausgerüstet 3200 **kg**.

Neben diesen Materialschleusen müssen selbstverständlich eigene Schleusen zur Förderung der Personen auf den Caissons aufgestellt werden, welche ganz einfach mit einer einzigen Kammer erstellt sind. Die Förderung von Aushubmaterial mit Hilfe von Baggerketten, wie sie im Taucherschacht von Brest (Abb. 1 u. 2, Taf. IX) angegeben sind (s. S. 361), hat sich nicht bewährt, sondern zu gefährlichen Entweichungen von Druckluft Anlafs gegeben, so dafs sie nicht wieder in Verwendung kam.

Zum Einbringen von Beton oder Mörtel in die Arbeitskammern, zum Zweck der Ausfüllung nach vollendeter Versenkung, werden oft besondere Schleusenröhren verwendet, die man unter dem Namen Betonschleusen kennt. Diese sind meist an derselben Steigeröhre befestigt, die den übrigen Schleusen dient. Oft sitzen sie unmittelbar an diesen Schleusen, oft an einem besonderen Ansatzstück der Steigeröhren.

Abb. 13, Taf. X zeigt eine Betonschleuse, welche einfach aus einem von oben nach unten geneigten Rohrstück besteht und unterhalb der gewöhnlichen Schleuse am Ansatzstück der Steigeröhre sitzt. Dieses ist nach oben mit einer Tür versehen, welche mit Druckhebel und Schraube geschlossen werden kann, wogegen die untere Tür in der Steigeröhre angebracht ist, sich um eine lotrechte Achse dreht und durch den Luftdruck geschlossen wird.

Vollständig in gleicher Weise sind die Betonschleusen angelegt, welche unabhängig von den übrigen Schleusen an besonderen Stücken von Steigeröhren sitzen.

Ist die obere Tür nach aufsen geöffnet, die untere geschlossen, so kann der Beton oder Mörtel mit Hülfe eines Trichters in das Rohrstück eingefüllt werden. Dann wird die obere Tür geschlossen, indem man den Deckel fallen läfst, die Prefsschraube in die Kerbe des Druckhebels einsetzt und zudreht. Ein Zeichen verständigt den Arbeiter, der sich nächst der inneren Tür im Steigeschacht aufhält, von der erfolgten Füllung und dem Türschlufs, worauf er durch Öffnen eines Hahnes, welcher unmittelbar in der unteren Tür sitzt, Druckluft in die Betonröhre eintreten läfst. Sobald der Luftdruck auf beiden Seiten der Tür ausgeglichen ist, öffnet sich diese unter dem Gewicht des Betons von selbst und der Beton fällt durch die Steigeröhre in die Arbeitskammer hinunter. Dieser Vorgang und diese Vorrichtung bleibt sich bei allen Schleusen ziemlich gleich.

Auch der Verfasser hat früher meist diesen Vorgang angewendet, dagegen mit Rücksicht auf die Beobachtungen, welche oben besprochen wurden, in den letzten Jahren davon abgesehen, Beton oder Mörtel durch solche Schleusen in die Arbeitskammer fallen zu lassen. Er führt sie vielmehr in den Kübeln seiner Materialschleusen ein.

2. Sandpumpen und Sandgebläse. Statt durch Luftschleusen kann sandiger, erdiger Boden durch Gebläse und Pumpen aus den Arbeitskammern ins Freie gefördert werden.

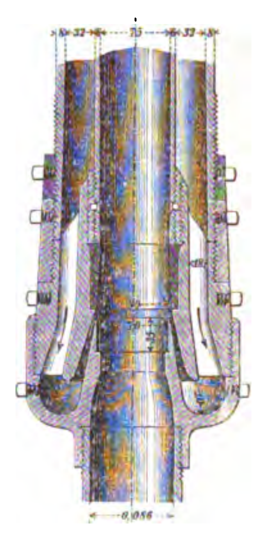
Bei der Gründung der Mississippibrücke bei St. Louis hat deren Erbauer, Eads, zuerst die in beistehender Abb. 74 dargestellte Sandpumpe angewendet, die dem Injektor von Giffard nachgebildet ist.[39])

Betriebs- und Anordnungsweise sind die folgenden:

Aus einem durch Druckpumpen gefüllten Druckreservoir oberhalb der Wasserfläche gehen nach den einzelnen Sandpumpen 0,06 bis 0,08 m weite Röhren durch die Decke des Caissons bis etwa 0,5 bis 0,6 m über dessen Unterkante hinab, wo, nach einer notwendigen Biegung, das Rohr eine Erweiterung von etwa 0,15 m bekommt und ein zweites 0,06 bis 0,08 m weites Rohr umschliefst. Dies letztere ist unten etwas weiter und soll unbedingt in das Wasser tauchen.

Das innere Rohr ist mit der Erweiterung des äufseren Rohres durch eine sich nach oben kehrende und sich allmählich verengende ringförmige Öffnung verbunden, durch welche das aus dem Reservoir kommende Wasser mit grofser Geschwindigkeit aufwärts strömt, um aus der möglichst niedrig über dem freien Wasserspiegel ausmündenden Öffnung auszufliefsen. An jener Verbindungsstelle beider Röhren entsteht für das innere Rohr eine saugende Kraft, welche durch den Luftdruck im Caisson wesentlich verstärkt wird, so dafs mit dem, vom Reservoir kommenden Wasser das im Caisson befindliche Wasser und mit ihm der dort liegende Sand emporgerissen wird. Je besser die untere Öffnung des Rohres von den dazu angestellten Arbeitern mit Sand umschüttet wird, desto mehr Sand, im Vergleich zum Wasser, wird emporgezogen.

Abb. 74. *Sandpumpe.*



Mit einer Sandpumpe von 88 mm Weite sind bei genannter Brücke 15 cbm Sand in einer Stunde 36 m hoch ausgeworfen worden, wobei das Treibwasser etwa 10 Atmosphären Druck besafs. Die aufsteigenden Rohre waren bei der Mississippibrücke in besonderen Blechschächten gelagert, die zugleich zur Einführung der Druckluft dienten.

Gleiche Sandpumpen sind bei der Gründung der Missouribrücke bei St. Joseph[40]) und bei der Bismarck-Brücke[41]) u. s. w. in Amerika angewandt worden.

Oft wird das niedergehende und das aufsteigende Rohr getrennt in den Caisson geleitet, wo sodann durch geeignete Vorrichtungen die Enden des Saugrohres an verschiedenen Stellen der Bodenfläche wirksam gemacht worden sind, so dafs das Bewegen des Sandes durch Menschenhand auf ein Mindestmafs beschränkt wurde.

Noch einfacher als die Sandpumpen sind die noch später als diese eingeführten Sandgebläse. Sie bestehen nur in einem engen Rohre (Gasrohr) von etwa 5 bis 10 cm Weite, welches mit seiner unteren Öffnung in den Sandboden gehalten wird, während die obere Öffnung nach aufsen in freier Luft oder unter Wasser zu enden hat. So lange das Rohr nicht durch einen Hahn verschlossen gehalten wird, mufs die Druckluft durch dasselbe ausströmen und Sand und Wasser mit sich reifsen. Je geringer der unnütze Hub über den äufseren Wasserspiegel ist, desto kleiner braucht auch der Überdruck der Druckluft zu sein. Offenbar mufs die untere Mündung stets tief im Sande stecken oder von einem Sandhaufen umgeben sein, damit möglichst viel Sand und wenig Luft entweicht. Die unteren Enden der Sandblasrohre können beweglich gemacht werden, um den Boden an verschiedenen Punkten der Grundfläche angreifen zu können. Ihre Mündung wird, um das eigentliche Rohr vor der abschleifenden Wirkung des Sandes zu schützen und zugleich eine Verstopfung des Rohres

[39]) Malézieux, Travaux publics des Etats Unis 1870, S. 87.

[40]) Engng. 1872, II. S. 123 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 242.

[41]) Engng. 1884, I. S. 87 u. 122.

zu verhüten, mit einem etwas engeren besonderen bronzenen Mundstück, der sogenannten „Birne“ versehen, die von Zeit zu Zeit zu erneuern ist.

Man wendet diese Sandgebläse in neuerer Zeit in grofser Zahl nebeneinander an, so z. B. bei dem Bau des Leuchtturmes in der Wesermündung (s. Abb. 8 bis 11, Taf. IX), wo drei Gebläse vorhanden waren, von denen jedoch in der Regel nur eines in Tätigkeit stand, um die Senkung genau regeln zu können. Die Rohre waren nur 39 mm weit. Der Boden bestand aus feinem scharfem Seesande mit Muschelresten, zuweilen mit etwas Ton (zusammengeprefstem Schlick) durchsetzt und in der gröfsten Tiefe mit gröberem Gerölle gemischt.

Selbstverständlich blieben alle gröfseren und festeren Körper auf der Sohle des Caissons zurück. Wie die Abb. 8 bis 10, Taf. IX zeigen, wurden kleine Haufen von Sand um die Enden der Blasrohre geschaufelt.

Eine genauere Angabe über die Leistung der Gebläse hat nicht gemacht werden können, als dafs die ganze Absenkung in der Zeit vom Monat August 1883 bis Ende Mai 1884 im ganzen 650 Arbeitsstunden in Anspruch genommen hat, in welchen, nach der verdrängten Masse gerechnet, 1300 cbm Sand ausgeblasen worden sind. Wie grofs die von aufsen unter den Caisson geratène und für die Ausblasung hinzugekommene Masse gewesen ist, hat nicht ermittelt werden können. Nach sicheren Angaben soll sie nicht erheblich gewesen sein. Wird sie bei der Berechnung vernachlässigt, und wird ferner angenommen, dafs fortwährend ein Blasrohr in Tätigkeit gewesen sei, da zuweilen gar keines, zuweilen mehrere zugleich tätig waren, so ergibt jene Aushubmasse eine Leistung von 2 cbm in einer Arbeitsstunde bei durchschnittlich 20 m Hubhöhe.

Bei dem Bau des „Schelde-Kai“ in Antwerpen[42]) war die zu beseitigende Erde sehr dicht. Sie bestand aus einem Gemenge von Sand und Ton und wäre nicht ohne weiteres wie reiner Sand auszublasen gewesen. Trotzdem wurde sie auch hier seit dem Jahre 1877 ausgeblasen, nachdem die Unternehmer Couvreux & Hersent dasselbe Verfahren schon im Jahre 1875 bei dem Bau der Pfeiler für die Brücken des Kanals von Gent nach Terneuzen angewandt hatten.

Die losgegrabene Erde wird nämlich zunächst von zwei Arbeitern in einen Kasten von etwa 150 l Gröfse geworfen, dort durch einen von aufsen in den Caisson mittels einer Pumpe zugeleiteten Wasserstrahl genügend verdünnt. Sobald dies geschehen, öffnet ein Arbeiter den Hahn des von dem Boden des Kastens nach aufsen führenden 10 cm weiten Rohres und sofort wird der Inhalt des Kastens ausgeblasen. Dieses Rohr mündet unmittelbar durch die Caissonwand in das sie umgebende Wasser oder auch selbst unter die Sohle des Flusses, indem sich durch das Ausblasen hier der nötige freie Raum erhält, da die Absenkung des Caissons nur bis zu geringer Tiefe in den Boden geschieht. Bei grofser Tiefe der Einsenkung hätte das Rohr eine höhere Ausmündung erhalten müssen.

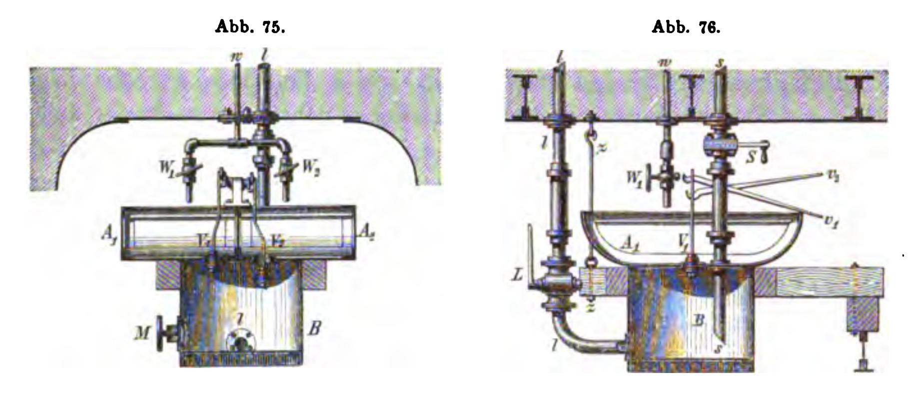
Bei der Erneuerung der Pfeiler und Widerlager zur Brücke über die Thièle bei Yverdon (Schweiz) wurde von den Ingenieuren Röthlisberger & Simons zur Materialförderung aus den mittels Druckluft abgesenkten Caissons eine eigens hierfür von ihnen angeordnete Luftdruckvorrichtung verwendet, deren Anwendung bei geringem Überdruck im Caisson vorteilhaft erscheint.[43])

[42]) Improvement works of the port of Antwerp. Engineering 1879, II. S. 280. — Lechallas, Note sur les Ports d'Anvers et de Gand. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 231.

[43]) Ricostruzione del ponte per ferrovia sulla Thièle presso Yverdon. Memoria degli Ingegneri Röthlisberger & Simons. Milano 1884. — Handb. d. Ing.-Wissensch., IV. Bd. 1. Aufl., Abt. 3, Kap. XII, S. 48.

Abb. 75 u. 76. *Sandgebläse von Röthlisberger & Simons.*

Abb. 75. Abb. 76.



Die Materialförderung mittels Druckluft sollte bereits bei einer Tiefe von 0,4 m beginnen. Der im Innern des Caissons herrschende, durch ein Drosselventil in der Zuleitung entsprechend der Wassertiefe geregelte Luftdruck war dafür zu gering und zur Erzielung eines gröfseren Druckes als der, welcher der Wassersäule das Gleichgewicht hielt, diente, wie obenstehende Abb. 75 u. 76 zeigen, ein luftdicht abgeschlossener, in der Mitte des Caissons zum Teil mittels der Stange z an die Decke angehängter, zum Teil auf eine Querverstrebung des Caissons aufgestützter zylindrischer Blechkasten von 0,7 m Durchmesser, gleicher Höhe und 7 mm starken Wandungen. Dieser stand durch das besondere, mit einem Hahn L versehene Luftrohr l mit dem Rezipienten der Luftpumpe, ferner durch das gleichfalls mittels eines Hahnes S verschliefsbare Förderrohr s von 0,8 m Durchmesser mit der freien Luft in Verbindung.

Auf diesem Kasten ruhte, gewissermafsen den Deckel desselben bildend, ein muldenförmiges, durch eine Scheidewand in zwei gleich grofse Abteilungen A_1 und A_2 geteiltes Gefäfs aus Blech von 1,5 m Länge und 1,2 m Breite, dessen Abteilungen jede denselben Rauminhalt wie der Blechkasten besafsen und durch je ein Ventil V_1, bezw. V_2 von 0,15 m Durchmesser, welche mittels der Hebel v_1 und v_2 leicht zu handhaben waren, mit ihm in Verbindung standen.

War eine der Abteilungen A_1 oder A_2 mit zu förderndem Aushub gefüllt und war letzterer durch Zuführung von Wasser aus einem der Hähne W_1 oder W_2 in einen breiförmigen Zustand versetzt, so wurde das Ventil V_1 oder V_2 geöffnet und so lange offen gehalten, bis sich der untere Blechkasten gefüllt hatte; sodann wurde das Ventil geschlossen und der Hahn L des Luftrohres l geöffnet, wobei durch die plötzliche Zuströmung der Druckluft der Aushub zum Rohre s hinausgetrieben wurde. Unterdessen füllten die Arbeiter die benachbarte Abteilung und das Spiel begann von neuem. Der Hahn S blieb gewöhnlich offen, bis die Arbeit unterbrochen wurde, so dafs nur die Wasserhähne W_1 und W_2, die Hebel v_1 und v_2 und der Lufthahn L zu handhaben waren.

Diese Vorrichtung konnte innerhalb 24 Stunden 40 bis 50 cbm Sand bewältigen, was einem Einsinken des 80 qm Grundfläche haltenden Caissons auf etwa 0,5 m entsprach.

§ 12. Lufterzeugung, Luftzuführung und Luftbedarf. Die Ansprüche an die Luft, welche in die Arbeitskammern geleitet werden soll, lassen sich dahin zusammenfassen, dafs sie vor allem möglichst rein und möglichst kühl sein mufs. Es ist infolge dessen bei Wahl der Kompressoren vor allem darauf zu sehen, dafs sie die Luft nicht etwa im Maschinenraume ansaugen, wo sie unrein, übelriechend und von Dampfmaschinen oft erhitzt ist, sondern dafs ihre Bauart es gestattet, die erforderliche Luft aus dem Freien anzusaugen und zwar am besten durch eine Röhre, welche über das Dach hinausragt.

Durch diese erste Bedingung sind eine ganze Reihe von Kompressoren für diese Arbeiten ausgeschlossen, die sich als Gebläse bei Hochöfen ganz gut eignen.

Zur möglichsten Abkühlung der durch die Verdichtung erwärmten Luft soll entweder in die Zylinder eine Einspritzung von zerstäubtem Wasser stattfinden, welches wiederum rein und kühl gewählt werden mufs, oder eine äufsere reichliche Abkühlung

des Zylinders stattfinden, wobei weniger reines Wasser benutzt werden kann, vorausgesetzt, daſs es kühl ist und reichlich zuflieſst.

Es kann nicht unsere Aufgabe sein, die in einem anderen Teile dieses Werkes behandelten Kompressoren hier zu beschreiben, wir wollen hier nur die Wahl unter ihnen leichter gestalten und machen deshalb nochmals darauf aufmerksam, daſs namentlich die Zuführung kühler Luft von Bedeutung ist. Diese gelangt meist in der Nähe der Luftschleusen in die Steigeröhren und dringt, wenn die innere Luft kühler ist, zunächst in die Schleusen ein, die so wie so schon den Strahlen der Sonne unmittelbar ausgesetzt sind, so daſs dort eine Temperatur entsteht, welche den Arbeitern, die sich dort aufhalten oder durchschleusen müssen, nicht nur unerträglich, sondern auch gesundheitsgefährlich werden kann.

Was die Menge der zuzuführenden Luft anbelangt und somit die Abmessungen und die Leistungsfähigkeit des zu wählenden Kompressors, so wird man am besten tun, die Zeit festzustellen, innerhalb welcher man die Arbeitskammer in einer gegebenen Tiefe unter dem Wasserspiegel durch Einpressen von Luft trocken zu legen wünscht.

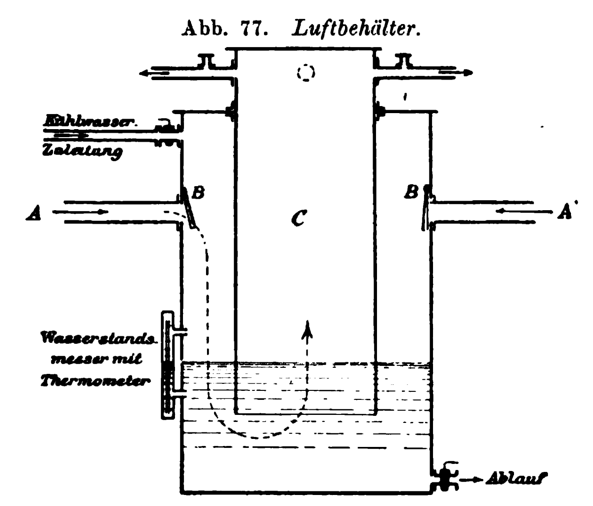
Sicher fährt man in dieser Hinsicht, wenn man von der Leistungsfähigkeit des zu wählenden Kompressors verlangt, daſs er imstande sein soll, in einer Stunde die Arbeitskammer trocken zu legen, wenn ihre Unterkante die gröſste vorgesehene Gründungstiefe erreicht hat.

Es handelt sich also mit anderen Worten darum, den oder die Kompressoren zu bestimmen, die imstande sind, in einer Stunde genügend Preſsluft zu liefern, um die Arbeitskammer, die Steigeschächte und die Schleusen mit Luft zu füllen, deren Spannung der Höhe der Wassersäule bis zur vorgesehenen gröſseren Gründungstiefe entspricht.

Erfahrungsgemäſs wird diese Luftzuführung beim Betriebe vollkommen hinreichen, um den Caisson während der Versenkung stets wasserfrei zu halten, trotz den nicht zu vermeidenden Luftverlusten in den Wandungen der Arbeitskammer und in den Fugen der Steigeröhren und der Schleusen und trotz des Luftverlustes beim Ein- und Ausschleusen.

Bezüglich der Luftleitungen empfiehlt es sich, die aus dem oder den Kompressoren austretende Luft zunächst in einen Behälter zu leiten, von dem aus, bei gleichzeitigem Betriebe mehrerer Caissons, ihre Verteilung und Zuführung zu den letzteren mittels Hähnen geregelt werden kann.

Abb. 77. *Luftbehälter.*



Dieser Behälter (s. Abb. 77) kann gleichzeitig, wenn es nötig scheint, auch noch zur Reinigung und Abkühlung der Luft verwendet werden, namentlich aber zur Ausscheidung des Wassers, welches aus den Kompressoren mitgerissen wird, bei denen die Abkühlung der Luft mittels Einspritzung von zerstäubtem Wasser in die Druckzylinder stattfindet.

Die in A, A' u. s. w. aus den Kompressoren in den Behälter B eintretende Luft prallt zunächst an die Wandungen des inneren Zylinders C; das mitgerissene Wasser flieſst infolge dessen an den äuſseren Wandungen dieses Zylinders C ab und die Luft gelangt durch das

unten angesammelte Wasser in das Innere des Zylinders C, wobei sie den mitgerissenen Staub verliert und, gereinigt, sich im oberen Teil des Zylinders zur Verteilung nach den einzelnen Caissons ansammelt.

Durch eine Pumpe kann frisches Wasser in den Behälter gepreſst und durch einen Hahn im Boden das zu warme und unreine Wasser entfernt werden. Ein Wasserstandszeiger gibt den Stand des Wassers im Behälter und ein in ihm angebrachtes Thermometer dessen jeweilige Wärme an.

Die Luftleitungen werden oft in Guſseisen, meist in gewalzten Röhren ausgeführt und deren Flanschen am einfachsten mit Kautschukringen abgedichtet. In der Nähe der Luftschleusen muſs die Leitung aus einem Kautschukschlauche bestehen, der dem Nachsinken der Schleusen nach Maſsgabe der Versenkung des Caissons folgen kann.

Die Luft tritt wohl am besten dicht unter der Luftschleuse in den Ansatz der Steigeröhre und muſs dort mit einem Rückschlagventil versehen sein, um zu verhindern, daſs beim zufälligen Anhalten der Luftpumpe die Druckluft aus dem Arbeitsraum in erstere zurücktreten kann.

Neben dem Eintrittsrohr sitzt das Manometer, das nach auſsen die Spannung der Luft im Innern anzeigt. Es empfiehlt sich, die Luftleitung in den Boden zu legen oder zuzudecken, um die Erwärmung der Röhren im Sommer zu verhindern.

Auch empfiehlt es sich oft, die zugeleitete Luft unmittelbar in die Arbeitskammer hinunterzuführen und dort ausmünden zu lassen, wenn sich schlechte Luft vorfindet.

Bei diesem Anlasse sei noch erwähnt, daſs oft schwere Kohlenwasserstoffgase sich im Caisson sammeln und zunächst bewirken, daſs die Arbeiter, die sich bücken und sie einatmen, vergiftet hinfallen, oder daſs doch alle Arbeiter von heftigen Augenentzündungen befallen werden.

Durch Einbringen einer Syphonröhre, die einerseits bis auf den Boden der Arbeitskammer reicht und dort mit einem Kautschukschlauche endigt, andererseits oben ins Freie führt, können diese Gase ins Freie geschafft werden, indem man plötzlich diese Syphonröhre durch Öffnen des oberen Hahnes mit der freien Luft in Verbindung setzt und gleichzeitig für kräftige Luftzufuhr sorgt.

§ 13. Beleuchtung. Von Anfang an wurde bei Druckluftgründungen zur Beleuchtung die Verwendung von Öl ausgeschlossen und darauf Bedacht genommen, daſs nur Leuchtmittel zur Verwendung kommen, die möglichst geruchlos und ohne Zurücklassung groſser Mengen von Kohlenteilchen verbrennen. Anfänglich wurden diese Bedingungen nur von guten Wachs- oder Stearinkerzen, später von den verschiedenen Brenngasen erfüllt, die zur Beleuchtung dienen.

In Europa hat man sich stets der Stearinkerzen bedient, während in Amerika Leuchtgas, Sauerstoffgas und Acetylen zur Verwendung kamen, ohne indessen zu befriedigen. Alle diese Beleuchtungsmittel brennen in der Preſsluft ungleich rascher und unvollständiger, als im Freien. Infolge dessen ist der mit Druckluft gefüllte Raum mit feinen Kohlenteilchen geschwängert, die sich auf die vertieft liegenden Teile des menschlichen Kopfes niederschlagen (Ohrenhöhlen, Nasenhöhlen und Augenlider), namentlich aber durch Nase und Mund in die Luftröhre und die Lungen gelangen, zum Husten reizen und einen schwarz gefärbten Auswurf zur Folge haben.

Seitdem die elektrische Beleuchtung bekannt wurde, wird sie wohl in allen den Fällen benutzt, wo die Ausdehnung der Arbeit es lohnt, Elektrizität zur Kraft- und Lichterzeugung heranzuziehen.

Bevor die elektrischen Glühlampen im Verkehr waren, hat der Verfasser bei der Gründung der Pfeiler des grofsen Viaduktes bei Marly das Licht von Bogenlampen, die im Freien brannten, zuerst mittels eines Hohlspiegels auf einen unter 45% geneigten Flachspiegel in einen lotrechten Lichtschacht geworfen, der bis in die Arbeitskammer hinunterreichte und dicht oberhalb dieser durch eine kräftige Linse geschlossen war, welche das auf sie fallende Lichtbündel in die Arbeitskammer zerteilte und gleichzeitig die Dichtung zwischen dem mit Prefsluft gefüllten Raum und dem oben offenen Lichtschacht bewirkte.

Die bald darauf folgende Verbreitung der elektrischen Glühlampen mufste sofort diese umständliche Lösung verdrängen.

Die Lampen werden am besten mit einem Korb von leichtem Drahtgeflecht umgeben, in der Arbeitskammer verteilt und aufgehängt. Daneben müssen indessen einige an lange Drähte befestigte Lampen vorhanden sein, um nötigenfalls namentlich die Schneide der Arbeitskammer beleuchten zu können. Die Zahl der zu verwendenden Lampen läfst sich von vornherein kaum feststellen, sondern sie hängt von der auszuführenden Arbeit, bezw. der zu lösenden Bodenart ab.

§ 14. Die Mafsnahmen zur Erhaltung der Gesundheit. Nach Eintritt in die Luftschleuse zum Abstieg in die Arbeitskammer und beim Öffnen des Hahnes, der den Zutritt der Druckluft gestattet, empfindet jedermann einen Druck auf das Trommelfell der Ohren, der sich zum lebhaften Schmerz steigern kann, wenn keine sofortige Abhilfe erfolgt. Mit zunehmendem Druck erfolgt nämlich ein starkes Einbiegen des Trommelfells und infolge dessen eine kräftige Zugwirkung auf den Muskel, an dem es ringsum befestigt ist. Diese Erscheinung dauert, so lange die Druckluft nur einseitig an das Trommelfell herantritt, d. h. solange nicht dafür gesorgt wird, dafs sie ebenso schnell durch den Mund und die eustachischen Röhren aus der Mundhöhle in die Ohrenhöhlen hinter das Trommelfell gelangt und derart den äufseren Druck ausgleicht. Ungenügendes Einatmen und Hinunterschlucken der Druckluft und oft auch die Verstopfung der eustachischen Röhren durch Schleim sind die Ursachen dieses Leidens.

Abhilfe wird erlangt, wenn man dafür sorgt, dafs durch rasch aufeinanderfolgendes Hinunterschlucken der zutretenden Druckluft dieselbe sich so rasch als möglich im Körper verbreitet. Ein Strohhalm, den man z. B. im Munde hält, wird die genügende Speichelerzeugung fördern, welche das häufige Schlucken möglich macht oder erleichtert. Indessen gibt es eine Grenze, über welche hinaus der Ausgleich sich nicht nach Mafsgabe des Luftzutrittes vollziehen kann, wenn man diesen letzteren zu rasch erfolgen läfst, d. h. wenn man den Lufthahn, der in die Arbeitskammer führt, zu rasch und zu weit öffnet. Am einfachsten ist es, dafür zu sorgen, dafs die Arbeiter bei hochgespannter Luft nicht unverhältnismäfsig rasch sich schleusen können und dabei dem Einen oder Andern der Unfall begegnet, dafs sein Trommelfell platzt, indem man bei Zunahme der Spannung Hähne von abnehmendem Bohrungsdurchmesser in die Schleuse einsetzt. Die Zeit, die dadurch zur Schleusung nötig wird, nimmt mit zunehmender Wassertiefe oder Luftspannung zu und kann leicht derart bemessen werden, dafs ein Unfall ausgeschlossen wird.

Der Aufenthalt in Druckluft hat kein Gefühl des Schmerzes oder auch nur des Unbehagens zur Folge, so lange die Spannung nur 1,2 bis 1,5 Atm. Mehrdruck beträgt, bezw. so lange man nur 12 bis 15 m unter dem Wasserspiegel arbeitet, indessen kann schon bei dieser Spannung eine auffällige Abnahme der Zahl der Herzschläge und der Empfindlichkeit des Gehöres beobachtet werden.

Diese Erscheinungen nehmen bei steigender Tiefe oder Luftspannung zu, so dafs man bei 2 Atm. Spannung (absolut 3 Atm.) seine Mitarbeiter nur noch schwer versteht und auch bei gesunden Männern bei 35 m Tiefe unter Wasser häufig Schlagerscheinungen und Lähmungen eintreten.

Herz- und lungenkranke Leute dürfen in Luft von über 1 Atm. Spannung ohne Gefahr nicht verwendet werden; ebenso solche, die zu viel Alkohol genossen haben oder diesem Laster regelmäfsig fröhnen, weil sie sich schon in Luft von geringer Spannung eine Herzlähmung holen können.

Die Dauer des Aufenthaltes in Druckluft scheint nicht von schlimmen Folgen begleitet zu sein, sofern sie nicht mehr als die gewöhnliche Zeit zwischen zwei Mahlzeiten, also 6 bis 8 Stunden beträgt.

Vorsicht erfordert in gesundheitlicher Beziehung der Austritt aus der Druckluft ins Freie, indem in diesem Fall mehrere Faktoren gleichzeitig in schädlicher Weise auf den Organismus einwirken können.

Zunächst gelangt man durch den Aufstieg an der Leiter der Steigeröhre etwas erhitzt und aufgeregt in die stets mit sehr warmer Luft gefüllte Schleusenkammer, wo nun durch Ablassen der Druckluft Expansion eintritt, Wärme gebunden wird und infolge dessen sehr rasch eine bedeutende Temperaturabnahme eintritt, welche an und für sich schon unter diesen Bedingungen gesundheitsschädlich werden kann. Hierzu kommt die Abnahme der Luftspannung auch im Organismus und namentlich in den Blutgefäfsen der Lungen, deren Wandungen so zart sind, dafs sie bei allzurascher Abnahme des äufseren Druckes platzen können, wobei Blutungen eintreten. Auch hier kann nur durch langsames Ablassen der Luft Vorsorge gegen Schaden getroffen werden und es empfiehlt sich auch hier die Verringerung der Gröfse der Lufthähne nach Mafsgabe der Zunahme der Spannung.

Neben diesen Erscheinungen leiden die Arbeiter bei ununterbrochener, wochenlanger Arbeit in Prefsluft von über einer Atmosphäre an Schmerzen in den Gelenken, namentlich in den Knien, welche aber eigentümlicherweise beim Aufenthalt in der Druckluft nicht fühlbar sind, jedoch in empfindlicher Weise in freier Luft sich bemerkbar machen.

Bleibende Nachteile gehen aus diesem zeitweiligen Leiden nicht hervor, das nach einigen Tagen ruhigen Liegens wieder vergeht, indem es auf eine leichte Entzündung zurückzuführen ist, welche durch die erhöhte Reibung in den Gelenken infolge des höheren äufseren Druckes entstehen soll.

Im allgemeinen darf gesagt werden, dafs bei gesunden Menschen der Aufenthalt und die Arbeit in Druckluft mit keinen ernstlichen Nachteilen verbunden ist, wenn man die oben angegebenen einfachen Vorsichtsmafsregeln beobachtet und wenn während der Arbeit in hochgespannter Luft (über 1,5 Atmosphäre) darauf geachtet wird, dafs die Arbeiter nüchtern leben und sich gehörig ausschlafen und nähren.

Um dies überwachen zu können, empfiehlt es sich, die Arbeiter zu kasernieren, d. h. sie alle in geeigneten gesunden Wohnräumen unterzubringen und sie dort auch zu verpflegen und zu überwachen, indem man sie einer militärischen Ordnung unterzieht und alle diejenigen von der Arbeit in Druckluft ausschliefst, welche sich den erlassenen Vorschriften nicht fügen.[44])

---

[44]) Bezüglich näherer Angaben über die zulässige Dauer des Ein- und Ausschleusens, die Dauer der Arbeitsschichten, über Anwendungen von Krankenschleusen u. s. w. mufs auf die im Literaturverzeichnis angeführte, bezügliche Literatur verwiesen werden (s. unter II. 4, S. 398).

Anhang.

§ 15. Die Vorzüge und Nachteile der Druckluftgründungen.

1. Gegenüber den älteren Gründungsverfahren bilden die Druckluftgründungen einen ganz bedeutenden Fortschritt.

a) Sie gestatten, ohne Rücksicht auf die Wasserdurchlässigkeit des zu durchfahrenden Bodens, die Gründung bis auf 35 m unter den Wasserspiegel hinabzuführen, den tragfähigen Untergrund zu reinigen, zu ebnen oder abzutreppen, oder auf jede andere Weise zu einem zweckmäfsigen Verbande mit dem Gründungsmauerwerk vorzubereiten. Holzstämme und Steinblöcke, deren Vorkommen im Untergrunde anderen Gründungsverfahren, wie Pfahlrost- und sogar Brunnengründungen, grofse Schwierigkeiten schafft, lassen sich bei den Druckluftgründungen abstemmen, bezw. mittels Minen sprengen und beseitigen.

Felsbänke können in Taucherglocken gesprengt und entfernt werden.

Bei Anlage der Minen empfiehlt es sich im allgemeinen, keine gröfseren Ladungen anzuwenden, als beim gewöhnlichen Steinbruchbetriebe in freier Luft. Dabei ist darauf zu achten, dafs die Verbrennungserzeugnisse der Sprengstoffe durch kräftige Luftzufuhr mittels Syphons so gründlich und rasch als möglich aus den Arbeitskammern abgeführt werden. Es gilt dies namentlich von allen Sprengmitteln, bei denen Nitroglyzerin den Grundstoff bildet.

b) Das gesamte Gründungsmauerwerk läfst sich im Trockenen und unter den denkbar günstigsten Verhältnissen ausführen. Auf dem zur Aufnahme der Mauerung vorbereiteten Boden kann somit ein Mauerwerk erstellt werden, wie es im Trockenen und im Freien nicht besser ausgeführt werden kann. Es gilt dies sowohl für die Mauerung bei Druckluftgründungen mit verlorener Arbeitskammer, als für diejenige in Glocken.

c) Aus diesen Verhältnissen geht hervor, dafs die Abmessungen der Druckluftgründungen auf ein Mindestmafs vermindert werden können und sich sowohl die Profilverengungen bei Gründungen im laufenden Wasser, als der Aufwand ungeheurer Massen von Steinmaterial für Gründungen in der See, sowohl in Form von Steinschüttungen als unter sich verbundener Blöcke, vollständig vermeiden läfst.

d) Die Gründungsarbeiten lassen sich im allgemeinen ohne Rücksicht auf hohe oder niedere Wasserstände, und auf Ebbe- oder Flutstand ausführen, woraus, neben der Sicherheit einer sorgfältigen Ausführung, ein Zeitgewinn und eine Beseitigung allfällig unvorherzusehender Verhältnisse folgt, was oft sehr hoch angeschlagen werden mufs.

Gegenüber diesen Vorteilen boten die Druckluftgründungen anfänglich den Nachteil, nur zu hohen Preisen erstellt werden zu können, was sich namentlich durch die ziemlich umfangreichen, kostspieligen Vorrichtungen und Werkzeuge erklären läfst, welche zu ihrer Durchführung notwendig waren.

In den letzten Jahren sind, wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich ist, diese Verhältnisse wesentlich vereinfacht worden und die Erstellungskosten (s. § 16) infolge dessen so billig geworden, dafs bei richtiger Wahl des in jedem einzelnen Fall einzu-

schlagenden Verfahrens, gegenüber den anderen Gründungsverfahren die Einheitspreise sich meist günstiger gestalten, sobald nicht ganz einfache Verhältnisse vorliegen. Dabei ist namentlich der Vorteil in Anschlag zu bringen, dafs ungünstige Zufälligkeiten, deren Hinzutreten bei anderen Gründungsverfahren ein empfindliches Überschreiten der Voranschläge zur Folge hat, bei den Druckluftgründungen keinen einschneidenden Einflufs ausüben.

2. Was nun die richtige Wahl des Verfahrens anlangt, so dürften folgende Grundsätze allgemeine Giltigkeit haben:

a) Bei Gründungen bescheidener Abmessungen, wo sich der gute Untergrund in einer Tiefe von über 5 m unter dem Wasserspiegel findet und starker Wasserzudrang stattfindet, ist die Druckluftgründung mit Hilfe gemauerter Arbeitskammern anzuwenden, insofern diese auf festem Boden und nicht etwa auf einem Gerüst über der Verwendungsstelle erbaut werden können und zwar sowohl bei Einzelgründungen (z. B. bei Brückenwiderlagern), als bei Gruppengründungen (z. B. bei fortlaufenden Mauern).

b) Handelt es sich unter gleichen Umständen darum, ausgedehnte Fundamente auf einem zwar tragfähigen, aber durchweg wasserdurchlässigen Boden auszuführen, so dienen grofse Arbeitskammern mit eisernen Einlagen am besten. Die Decke und die Seitenwandungen können indessen in Beton ausgeführt werden und somit sowohl die Deckenbleche als die Bleche der Seitenwandungen wegfallen. In diesem Fall ist die Arbeitskammer durch Zwischenwände in mehrere unter sich verbundene Kammern zu teilen, um die Höhe der Deckenbalken zu verringern.

c) Bei Gründungen in fliefsendem Wasser, wo der gute Untergrund durch wasserhaltigen, wenig tragfähigen Boden bedeckt ist, müssen Arbeitskammern von Eisen zur Verwendung kommen.

Ihre Aufstellung läfst sich folgendermafsen bestimmen:

I. Bei stark fliefsendem Wasser:
Auf einem hölzernen festen Gerüst über der Baustelle.

II. Bei langsam fliefsendem Wasser:

α. Wenn es eine geringe Wassertiefe (weniger als 2,50 m) hat und zahlreiche gleiche Gründungen auf grofse Tiefen zu erstellen sind: mit einem Schwimmgerüst.

β. Bei grofser Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und grofser Aushubtiefe: indem man die Arbeitskammern am Lande erstellt und schwimmend an die Verwendungsstelle bringt.

γ. Bei grofser Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und geringer Aushubtiefe: mittels Glocken an Hängegerüsten.

III. Bei stillem Wasser, grofser Tiefe des Wassers, aber geringer Aushubtiefe und grofser Zahl von Gründungen: mit Glocken ohne Hängegerüste.

§ 16. Kosten der Druckluftgründungen. Wie aus dem Vorhergehenden unmittelbar hervorgeht, lassen sich allgemeine Preisansätze nicht aufstellen, indem das Verfahren, welches in jedem einzelnen Fall zur Anwendung kommt, sich je nach den örtlichen Verhältnissen ändern wird.

Den gröfsten Einflufs werden die Kosten für das Mauerwerk und die Bodenverhältnisse auf den Preis der Fundamente ausüben.

Im Nachstehenden wurde versucht, für mittlere Verhältnisse und für die verschiedenen Verfahren, die im vorigen Paragraphen angeführt wurden, Formeln für Annäherungspreise aufzustellen und zwar für das mittels Druckluft unter NW. versenkte Kubikmeter Mauerwerk.

Bezeichnet man:

a) den mittleren Preis des auszuführenden Mauerwerks, den man in freier Luft zu zahlen hätte, mit a;

b) den Preis für das in Druckluft auszuhebende Kubikmeter Boden mit b, wobei er, je nach der auszuhebenden Bodenart, zwischen 12 und 20 M. (ersterer für Kies, letzterer für Kalkfelsen) angesetzt werden und neben den Kosten für Aushub noch diejenigen für Luft und Licht begreifen soll;

c) die Tiefe unter NW., auf welche die Gründung hinabzuführen ist, in Metern mit t, so erhält man den Gesamtpreis P für das Kubikmeter Mauerwerk:

1. Für Gründungen mit gemauerten Arbeitskammern (alle Preise in Mark):
$$P = 1{,}2\ (a + b) + \frac{18}{t}.$$
Beispiel: Setzt man $a = 14{,}5$ M., $b = 12{,}0$ M., $t = 7$ m,
so wird: $P = 1{,}2 \times 26{,}5 + \frac{18}{7} = 34{,}4$ M.

2. Für Gründungen mit grofsen Kammern in armiertem Eisen:
$$P = 1{,}2\ (a + b) + \frac{75}{t}.$$
Beispiel: Bei den gleichen Annahmen wie oben:
$$P = 1{,}2 \times 26{,}5 + \frac{75}{7} = 42{,}50 \text{ M.}$$

3. Für eiserne Caissons mit Gerüst und Mantelblechen:
$$P = 1{,}5\ (a + b) + \frac{300}{t}.$$
Beispiel: Setzt man $a = 14{,}50$ M., $b = 12{,}00$ M., $t = 9$ m,
so wird: $P = 1{,}5 \times 26{,}5 + \frac{300}{9} = 73{,}05$ M.

4. Für eiserne Caissons mit Mantelblech, die am Lande gebaut und an die Baustelle geschwemmt werden:
$$P = 1{,}5\ (a + b) + \frac{225}{t}.$$
Beispiel: Mit den gleichen Annahmen wie unter 3:
$$P = 1{,}5 \times 26{,}5 + 25 = 56{,}8 \text{ M.}$$

5. Für Hängeglocken (bei mindestens 20,000 cbm Mauerwerk):
$$P = 1{,}2\ a + 1{,}5\ b + 12.$$
Beispiel: Bedingungen wie unter 3:
$$P = 1{,}2 \times 14{,}5 + 1{,}5 \times 12 + 12 = 47{,}40 \text{ M.}$$

6. Für Taucherglocken (bei mindestens 50,000 cbm Mauerwerk):
$$P = 1{,}2\ a + 1{,}5\ b + 16.$$
Beispiel: Wie unter 3:
$$P = 1{,}2 \times 14{,}5 + 1{,}5 \times 12 + 16 = 51{,}40 \text{ M.}$$

Literatur.

I. Einzelwerke und Druckhefte.

A. E. Foley, Du travail dans l'air comprimé. Etude médicale, hygiènique et biologique. Paris 1863.

Castor, Recueil d'appareils à vapeur employés aux travaux des fondations à l'air comprimé. Paris, Eug. Lacroix, 1869.

Malézieux, Newton'sche Taucherglocke. Travaux publics des Etats-Unis. Paris 1870. Pl. 49.

Cloche à plongeur employée au dérasement des roches sous-marines. Collection de dessins de l'école des ponts et chaussées. Serie I, Sect. F, Pl. 2.

Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. 2. Teil, 3. Bd., 3. Aufl. Berlin 1874.

I. B. Toselli, Les engins sous-marins. 2 Hefte. Paris 1878.

C. Zschokke, Ing. civil, Fondations à l'air comprimé. Paris, Chaix & Cie., 1879.

L. Anspach, Notice sur les fondations par l'air comprimé. Bruxelles, G. Mayolez, 1880.

L. Klasen, Handbuch der Fundierungsmethoden. Leipzig 1880.

Exposition universelle à Melbourne. France. Notices sur les dessins, modèles et ouvrages relatifs aux services des ponts et chaussées, des mines etc. Paris, Imprimerie nationale, 1880.

Brennecke, Über die Methode der pneumatischen Fundierungen. Vortrag, gehalten von Ing. L. Brennecke. St. Petersburg. 1881.

M. Becker, Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. 4. Aufl. Leipzig 1883.

Röthlisberger & Simons, Ricostruzione del ponte per la ferrovia sulla Thièle presso Yverdon. Milano 1884, B. Saldini.

L. Brennecke, Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887, S. 193.

Rapports du Jury international sur l'Exposition universelle internationale. Paris 1889.

H. Hersent, Ouvrages exécutés au moyen de l'air comprimé. Paris 1889, Imp. Chaix & Cie.

Zschokke & Terrier, Travaux hydrl. et fondations pneumatiques exécutés en France 1886—1889. Chaix & Cie. Paris 1889.

Zschokke & Terrier, Travaux exécutés par l'Entreprise C. Zschokke & Terrier en Italie dans les années 1883 à 1889.

Prof. Gaetano Bruno, Ing. capo, Le fondazioni pneumatiche, appendice al corso di costruzioni idrauliche. Napoli, Benedetto, 1892.

Pietro Giaccone, Ing. capo del Genio civile. Porto di Genova 1891. (Imola 1892.)

William Watson, Ph. Dr. Hydraulic works and pneumatic foundations mode ad Genova. Chicago 1893.

Zschokke & Terrier, Application des procédés pneumatiques à la construction des grands ouvrages et plus spécialement des Bassins de radoub. Baudry & Cie., Paris 1894.

Lorenzo Bari, Applicazioni dell' aria compressa nella fondazione delle botte a siphone della bonifica Padana-Polesana. Padova, P. Prosperini, 1898.

II. Abhandlungen in Zeitschriften.

1. Allgemeines und Beschreibung einzelner Druckluftgründungen.

Fundierungssystem von Gebr. Klein, A. Schmoll und E. Gaertner. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1871, S. 631.

Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn (Konstruktion der Schleuse). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 29, 213 u. 701.

E. Gaertner, Entwickelung der pneumatischen Fundierungsmethode. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, Heft III u. IV, S. 41.

New Harbour Works, Douglas, Isle of Man. Engineer 1880, I. S. 297 u. 300.

Bilfinger, Vortrag über pneumatische Fundierungen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 63.

G. Liébeaux, Fondation à l'air libre et à l'air comprimé. Emploi du caisson batardeau divisable et mobile. Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

Lavallé, Ing. des ponts et chaussées, Note sur la construction à l'air comprimé des deversoirs de Condray et d'Evry. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 272.

Leuchtturmbau in der Wesermündung. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 64; 1886, S. 1.

Séjourné, Ing. des ponts et chaussées, Fondation à l'air comprimé d'un pont sur la Garonne. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 92.

Mengin, Ing. en chef des ponts et chaussées. Note sur la jonction des caissons dans les fondations à l'air comprimé. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 17.

Pneumatische Fundierung der Forth-Brücke. Engng. 1885, I. u. II. S. 127.

L. Brennecke, Die Herstellung und Prüfung der Luftschleusen und Schachtrohre bei Luftdruck. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 237.

Sinking the piers for the Hawkesbury-River-Bridge, New-South-Wales, Australia. Scientific american 1886, I. S. 288.

Foundation caisson for the Hawkesbury-River-Bridge, by the Union-Bridge-Company, New York. Engng. 1887, I. S. 370.

Alexandre, Ing. en chef, Mémoire sur la construction de lécluse d'aval du bassin de Mi-Marée au port de Dieppe. Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 535.

Über den Gebrauch des Preſsluftverfahrens beim Bau der Wehre zu Condray und Evry. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 472.

Gründung der Neckarbrücke bei Mannheim. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 146.

Coustolle & Thurninger, Notice sur les fondations à l'air comprimé des jetées du nouveau port de la Pallice à la Rochelle. Ann. des ponts et chaussées 1889, II. S. 455.

Gründung der Pfeiler einer in Ausicht genommenen Brücke zwischen Frankreich und England. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 458, 471 u. 479.

Fr. Neukirch, Druckluftgründungsverfahren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 861.

The Cincinnati Bridge found. Trans. Am. soc. of Civileng. 1890, Aug., S. 58.

Die Druckluftgründung der Aare-Brücke bei Koblenz. Schweiz. Bauz. 1892, I. S. 22 u. 29. — Engng. news 1892, I. S. 357.

Bonar-Brücke über den Dornoch in Schottland. Engng. 1893, II. S. 236 u. 298.

Neue Straſsenbrücke über den Tyne bei Newburn. Engng. 1893, II. S. 21.

Pfeilergründung der Mirabeau-Brücke in Paris. Engng. record 1894, Bd. 29, S. 348; Génie civil 1894, Bd. 24, S. 177.

Materialschleuse für Druckluftgründungen. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 220.

Druckluftgründung des Pfeilers einer Drehbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal (Kaiser Wilhelm-Kanal). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1076.

Gründung der Pfeiler der Brücken bei Tourville und Oissel. Nouv. ann. de la constr. 1895, S. 50.

P. Christophe, Über Preſsluftgründungen. Nouv. ann. de la constr. 1895, S. 98, 113, 137, 156 u. 173.

Hersent, Erfahrungen über Preſsluftgründungen. Génie civil 1895, Bd. 27, S. 327.

Brückenpfeiler auf der New-Zealand-Midland-Eisenbahn. Industrie and Iron 1895, Sept., S. 244.

Preſsluftgründung und Ausrüstung von Pfeilern. Engng. 1896, I. S. 109 u. 399.

A. Pasqueau, Ing. en chef, Les nouveaux Quais de Bordeaux. Ann. des ponts et chaussées 1896, I. S. 8 u. 696.

Druckluftgründungsarbeiten am Wiener Donaukanal, Kammerschleuse bei Nuſsdorf. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, April, S. 212 ff. — Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 41.

Preſsluftgründung der Pfeiler von der Brücke Alexander III. in Paris. Engng. 1897, II. S. 788. — Engng. record 1898, Bd. 37, S. 275.

O'Rourke's Pat. Airlock. Engng. record 1898, Dez., Bd. 39, S. 31.

Materialschleuse von Moram. Neue Brooklyn-Brücke. Engng. record 1898, Dez., Bd. 37, S. 207.

A. Schmoll von Eisenwerth, Beitrag zur Geschichte der Druckluftgründungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, Sept. S. 513 u. 525.

Gründung eiserner Pfeiler im Hafen von Valparaiso mittels Druckluft auf Tiefen von 32,6 m unter Wasser. Engineer 1898, II. S. 247. — Engng. record 1898, Bd. 38, S. 556. — Génie civil 1898, Bd. 33, S. 400. — Scientific American Suppl. 1898, Okt. S. 19094.

Gründung der Kaimauern des Hafens zu Antwerpen. Génie civil 1898, Bd. 33, S. 270. — Engng. record 1898, Bd. 38, S. 555. — Rev. techn. 1899, S. 13. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 70.

Deep. foundation. Caisson of the Atchafalaya-Bridge. Journ. Ass. Eng. Soc. 1898, Sept., S. 81; Engng. record 1899, Bd. 39, S. 421.

Die Druckluftgründungen im Hafen von Ostende. Ann. des travaux publ. Belg. 1899, Okt., S. 807.

Druckluftgründung der Pfeiler vom Alliance-Gebäude in New York. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 273.

Druckluftgründung des Trockendocks im Hafen von Toulon. Engng. news 1900, I. S. 379.

Druckluftgründung des Broad-Bankgebäudes in New York. Engng. news 1900, II. S. 339.

F. Hafslacher, Ununterbrochene Einbringung von Beton in unter Luftdruck stehende Räume (D. R. P. No. 124685). Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 108.

Grimaud, Senkkastengründung mit Prefsluft. Rev. techn. 1902, S. 186 u. 196.

Gründung verschiedener Gebäude mit eisernen Caissons mittels Druckluft in New York. Engng. record 1902, Bd. 45, S. 340, 357, 368, 396, 588; Bd. 46, S. 227, 242, 299; 1903, Bd. 48, S. 245.

Carter, Gründungsarbeiten für die Pfeiler der Doppel-Rollhubbrücke im Zuge der Middle Seneca-Strafse zu Cleveland, Ohio. Inst. of the assoc. of Eng. Soc. 1904, März, S. 115.

Gründung der Merrimac-Brücke. Engng. record 1904, Bd. 50, S. 210.

Gründung der Strompfeiler der Strafsenbrücke über die Havel zwischen Spandau und dem Eiswerder, unter Ersparung der Mantelbleche. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 65.

Seither tiefste Druckluftgründung (35,7 m). Pfeiler der Eisenbahnbrücke über den Barrowflufs in Irland. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 594.

Druckluftgründung der Pfeiler für die Hubbrücke über den Swaleflufs. Engng. 1905, I. S. 608.

Boycott, Druckluftgründungen für Brücken. Engineer 1905, II. S. 103, 136.

Dispositif de sureté pour écluses à déblais Systeme L. Pellerin (Breveté S. G. D. G). Nouv. ann. de la constr. 1905, S. 181.

Gründung der Pfeiler der neuen Baseler Rheinbrücke. Schweiz. Bauz. 1906, I. S. 46.

2. Anwendung von Holzcaissons.

The caisson of the East River-Bridge. Engng. 1870, I. S. 276 u. 408.

Prefsluftgründung mit hölzernen Senkkasten für die Pfeiler der Strafsenbrücke über den Main bei Kostheim. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 176.

Gründung der Memphisbrücke über den Mississippi bei Tennessee. Engng. 1893, I. S. 218. — Transact. of the Amer. Soc. of civil eng. 1893.

Holzcaisson für Gebäudegründungen. Engng. news 1897, II. S. 38.

Gründung der neuen East River-Brücke in New York. Engng. record 1897, I. S. 554; II, S. 491; 1898, Bd. 39, S. 49 u. 71. — Engng. news 1897, I. S. 331; 1898, II. S. 273. — Scientific american 1898, 7. Aug.

Druckluftgründung mit zylindrischem Holzkasten. Engng. news 1898, II. S. 363. — Engng. record 1898, Bd. 39, S. 31.

Druckluftgründung mittels hölzerner Kästen bei Gebäuden in New York. Engng. record 1898, Bd. 38, S. 190.

Pneumatische Holzdauben-Caissons für rasche Versenkung von Gebäudegrundmauern. Engng. 1899, Bd. 40, S. 509.

Druckluftgründung mittels Holzcaissons für einen Pfeiler des Wasserwerks zu Cincinnati. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 642.

Gründung der neuen East River-Brücke auf New Yorker Seite. Engng. record 1899, Bd. 39, S. 397.

Gründung des Atlantic-Mutual-Insurance-Comp.-Gebäudes in New York. Engng. record 1900, Bd. 42, S. 157.

Druckluftgründung der Brücke von Quebec mit Holzkasten. Génie civil 1901, Bd. 39, S. 376. — Engng. record 1901, Bd. 44, S. 74.

Hölzerner Senkkasten für die Druckluftgründung des Brooklyner Landpfeilers der dritten East River-Brücke. Engng. record 1901, Bd. 43, S. 194.

Gründung der vierten East River-Brücke. Engng. news 1902, I. S. 453.

Durgea, Die Druckluftgründung der East River-Brücke. Engng. news 1902, I. S. 358.

Gründung des Widerlagerturmes der Manhattan-Brücke in New York. Engng. news 1902, II. S. 455.

Druckluftgründung mittels Holzkasten für die Pfeiler der Kragträgerbrücke zu Quebec. Engng. news 1903, I. S. 92.

Druckluftgründungen verschiedener Gebäude in New York mittels Holzkasten. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 284 u. 362; Bd. 50, S. 254 u. 283. — Engng. 1904, II. S. 129.

Druckluftgründung mit hölzernen Senkkasten beim Drehpfeiler der Missouri-Brücke in Kansas-City. Engng. news 1904, I. S. 5.

Gründung der Widerlagertürme der Manhattan-Brücke über den East River. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 332.

Gründung der Hauptpfeiler der Williamsburg-Brücke. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1904, S. 318.

Druckluftgründung der Pfeiler für die Strafsenbrücke über die Oder bei Niederwutzen mit hölzernen Senkkasten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1904, S. 1898.

Gründung des Brooklyn-Pfeilers der Williamsburg-Brücke über den East River mit Holzcaissons mittels Druckluft. Engineering 1905, II. S. 542.

Versenken großer Betonblöcke auf Holzkasten mittels Druckluft zu Gebäudegründungen. Zement und Beton 1906, S. 90.

3. Taucherschächte, bewegliche Caissons und Glocken.

Stahl, Taucherglocken zur Fundierung der Rheinbrücke bei Hamm. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 185. — Zwick's Jahrbuch f. Baugew. 1870, S. 324.

Der Seemaulwurf von Toselli. Ann. du génie civil 1873, Febr.

Taucherschacht zu Pola zum Ebnen des Felsbodens und Beseitigen des Fangdammes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 54.

Coche plongeante pour dérochements sous marins. Rev. industr. 1879, S. 133.

Taucherglocke für Wehrausbesserungen auf der Seine. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 66.

Bewegliche Caissons von J. & L. Montagnier. Schweiz. Bauz. 1883, II. S. 43; Kritik dieses Verfahrens von A. Schmoll v. Eisenwerth. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 141.

Klett, Taucherglockenschiffe in der Seine. Zeitschr. f. Bauk. 1883, S. 79.

Taucherglocken zum Sprengen unterseeischer Felsen. Génie civil 1885, I. S. 364.

J. Inglese, The extension of a graving Dock at Leghorn. Engng. 1893, II. S. 92.

Die Felssprengungen im Rheinstrome zwischen Bingen und St. Goar. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 97.

Gründung des Trockendocks zu Talcahuano. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 329.

Pierrot, Taucherglocke zu Kattendijk bei Antwerpen. Ann. Assoc. Ing. de Gand April-Juni 1900, S. 85.

Wiederaufnahme der Gründungsarbeiten am Mittelpfeiler der Brücke von Villars-le-Lac mit Hülfe einer Glocke. Ann. des ponts et chaussées 1903, II. S. 280.

Gründung der Kaimauern des Bassins de la Pinède im Hafen von Marseille. Ann. des ponts et chaussées 1903, IV. S. 22.

Franzius, Gründung der neuen Trockendocks auf der kaiserlichen Werft zu Kiel. Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 291 u. 497. — Génie civil 1903, Bd. 43, S. 404. — Engng. news 1903, II. S. 494.

Gründung des Docks zu Carraca bei Cadix. Ann. des ponts et chaussées 1904, III. S. 231.

Bourgougnon, Gründung der Kaimauern zu Nizza mittels Glocken. Ann. d. ponts et chaussées 1905, I. S. 34.

Hotopp, Tauchen, neuere Taucheinrichtungen und deren Anwendung zu Gründungs- und anderen Arbeiten. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1906, S. 39.

4. Einfluſs der Druckluft auf die Gesundheit und Vorschriften für Arbeiten in Preſsluft.

Über den Einfluſs des Luftdrucks auf den tierischen Organismus. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 301.

Grenze der menschlichen Ausdauer in hochgespannter Preſsluft. Engng. 1895, II. S. 34.

F. Bömches, Versuche über Einwirkungen von Preſsluft auf den tierischen und menschlichen Organismus. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 487.

L. Brennecke, Wieviel Zeit soll auf das Ausschleusen aus höherem Luftdruck verwandt werden? Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 576.

L. Brennecke, Gesundheitliche Vorschriften für Arbeiten in Preſsluft, mit Ausschluſs der Taucherarbeiten. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 305.

Gesundheitliche Vorschriften bei Arbeiten in Druckluft. Génie civil 1898, Bd. 34, S. 45.

Herzog, Gesundheitliche und Sicherheitsvorkehrungen bei der Mauergründung im Vorhafen von Dieppe. Ann. des ponts et chaussées 1900, IV. S. 274.

Sachverzeichnis.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

Berichtigung.

S. 43, Zeile 8 von oben statt: „§ 8“ lies: „§ 9“.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

zum

Handbuch über Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Strafsen- und Tunnelbau.

Dritter Band.

Vierte vermehrte Auflage.

Inhalt der Zeichnungstafeln.

I. Kapitel. Der Grundbau.

II. Kapitel. **Druckluftgründungen.**

40. Landungsbrücke bei Lewes.

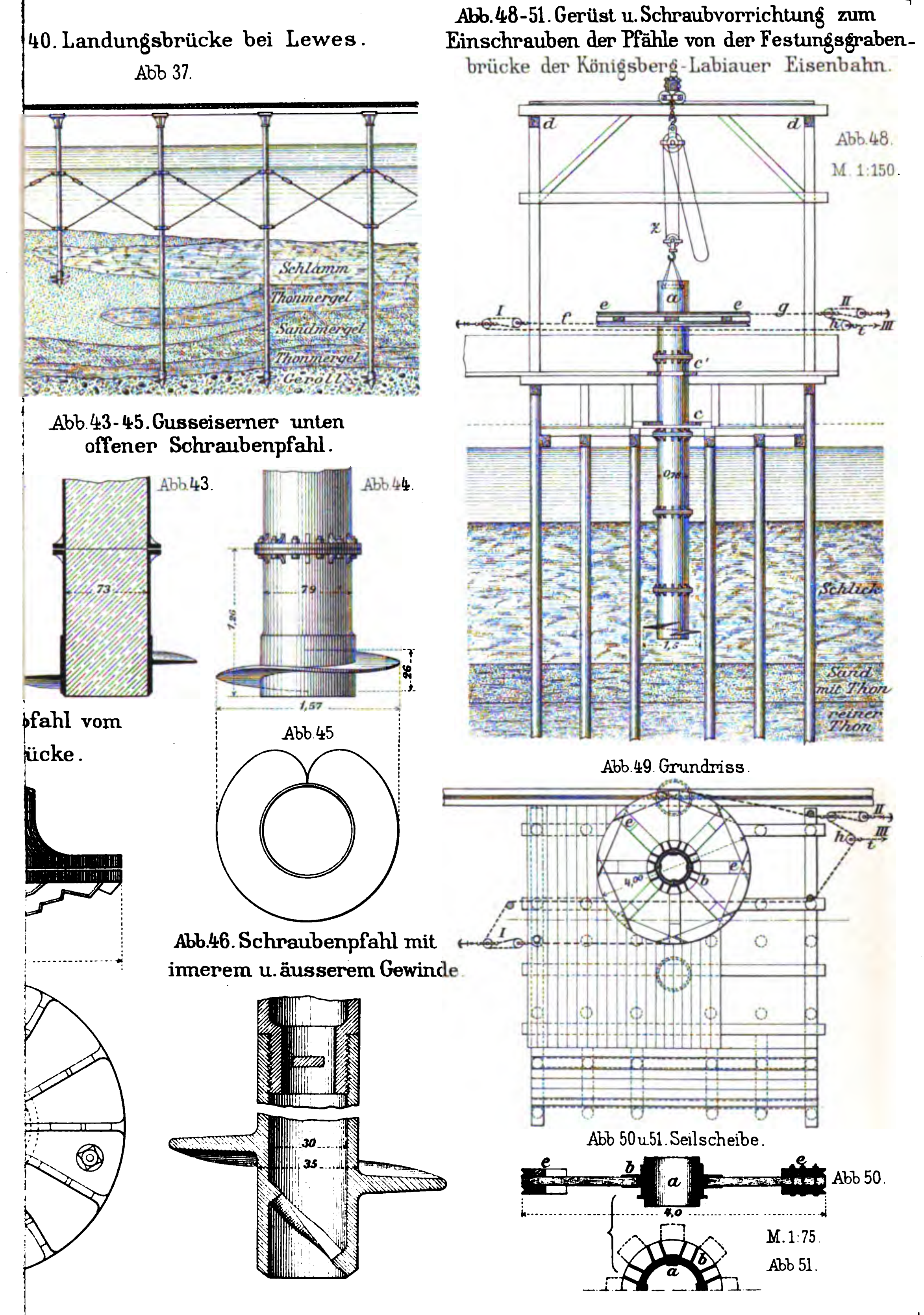
Abb 37.

Abb. 43-45. Gusseiserner unten offener Schraubenpfahl.

pfahl vom
ücke.

Abb. 46. Schraubenpfahl mit innerem u. äusserem Gewinde.

Abb. 48-51. Gerüst u. Schraubvorrichtung zum Einschrauben der Pfähle von der Festungsgraben-brücke der Königsberg-Labiauer Eisenbahn.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

senkung mit Trichtern.

12 u. 13. Rahmhölzer und Gurtungen für Fangdämme.

Abb. 13.

Abb. 40 u. 41. Gerüst und Trichter zur Betonversenkung für eine Ufermauer in Holtenau.

Abb. 40. M. 1:250.

ke zu Neuilly.

Abb. 29–35. Verschiedene Anordnungen des Schwellrostes.

Abb. 29.

Abb. 30.

Abb. 31.

Abb. 32.

Abb. 33.

Abb. 34.

Abb. 35.

lrost.

Abb. 41. Grundriss.

Abb. 38 u. 39. „Mauerrost" nach E. Otto. Wohnhaus in Leer.

Abb. 38. M. 1:50.

Klei Ausfüllung

Asphaltfilz

Humus-Schicht

Klei

Abb. 39. Grundriss.

Abb. 42. Gerüst mit hölzernem Trichter zur Betonversenkung.

M. 1:200.

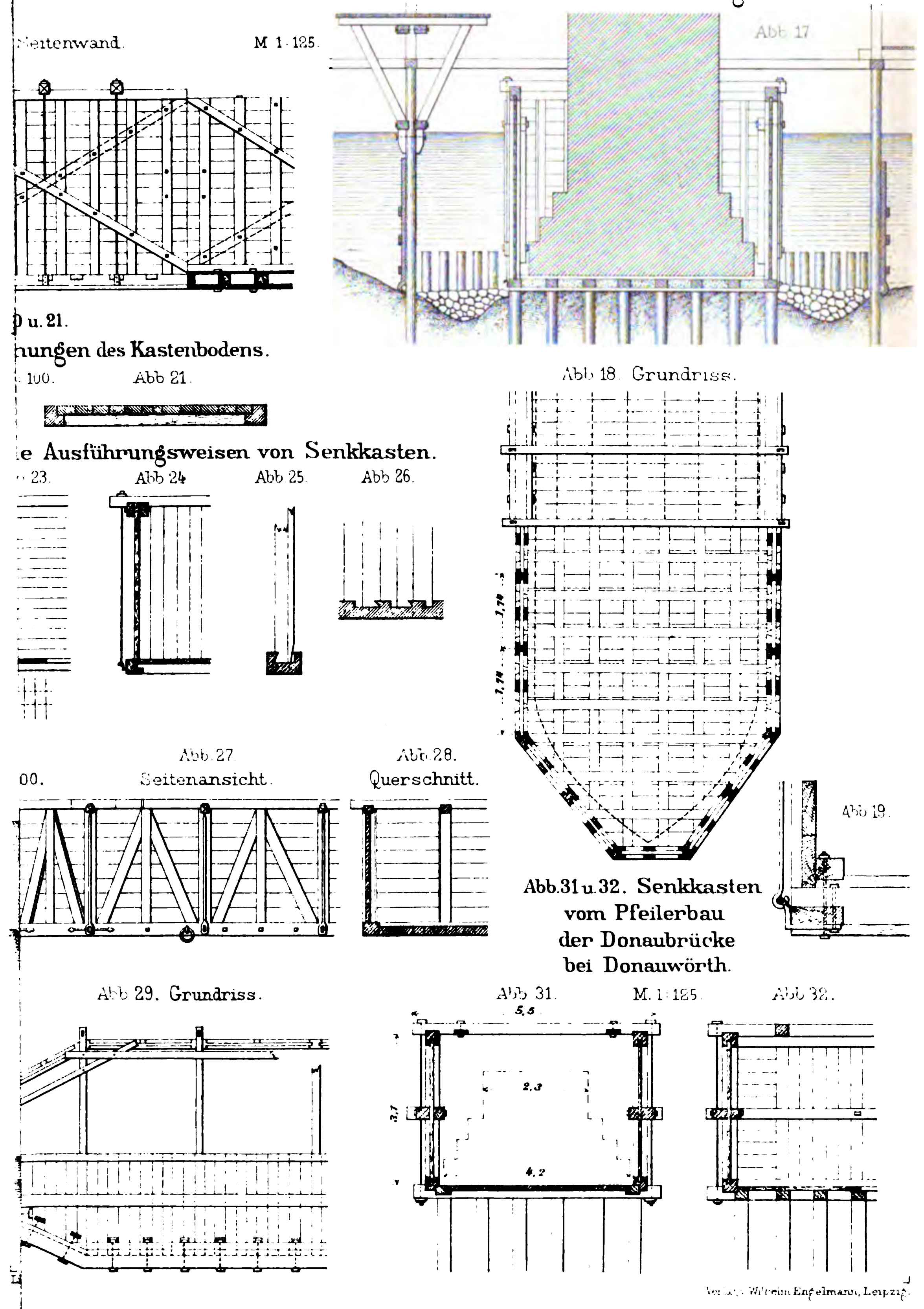
M.W.

st mit Beton und Eiseneinlage -Gebäude in Chicago.

Verlag v. Wilhelm Engelmann. Leipzig.

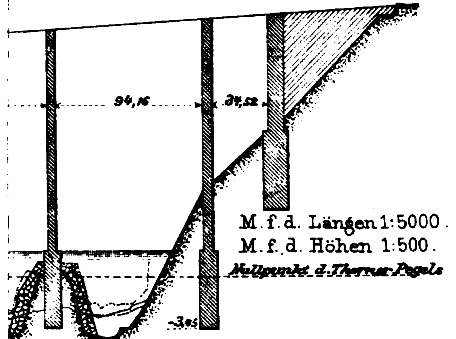
Schwimmkasten.

Senkkasten für den Pfeilerbau der Neckarbrücke bei Ladenburg.

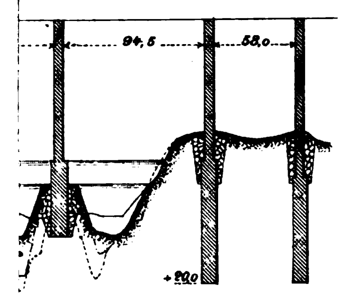


Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

ichselbrücke zu Thorn.



:hselbrücke zu Fordon.



tes und Steinschüttungen zum
erspülung

Abb. 22. M. 1:200.

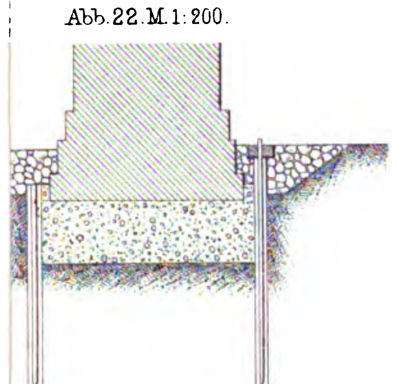


Abb. 20. Schutz-Steinwurf der Strompfeiler von der Weichselbrücke zu Fordon. M 1:300.

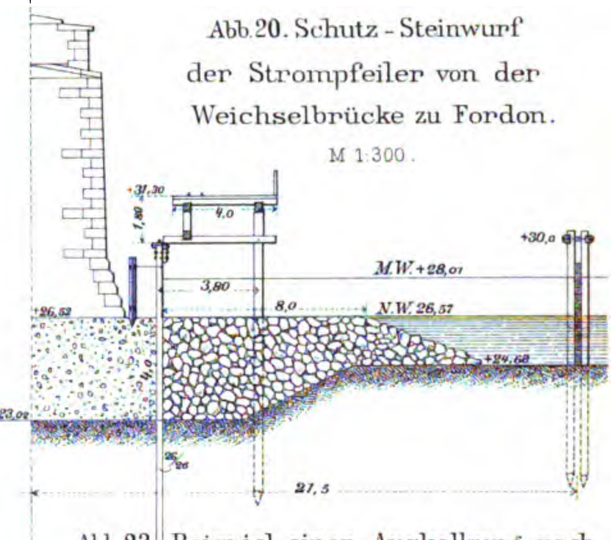


Abb. 23. Beispiel einer Auskolkung nach den Engels'schen Modellversuchen.

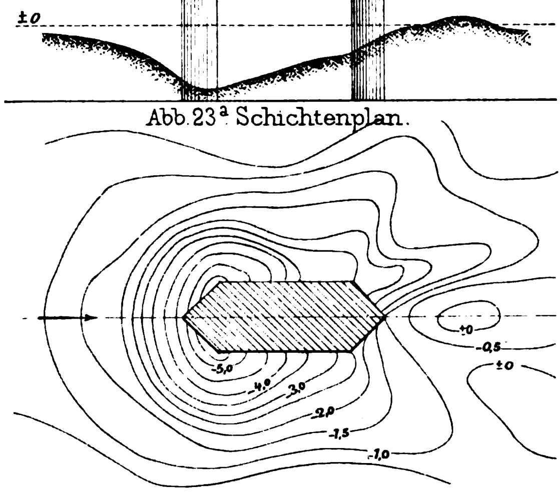
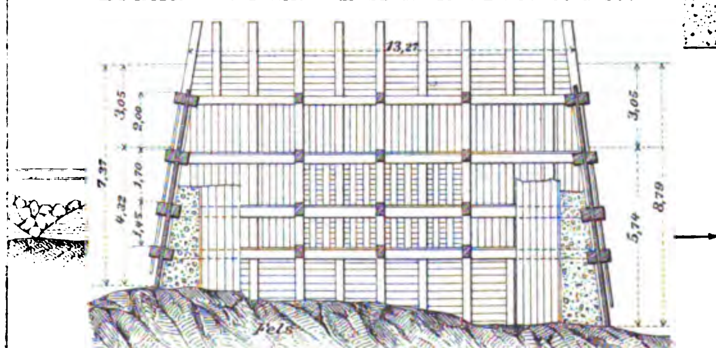


Abb. 23a Schichtenplan.

Abb. 24. Steinschüttungen nach den Engels'schen Modellversuchen.

Abb. 24a Grundriss.

Abb. 17. Hölzerner Mantel f. d. Pfeilergründung einer Brücke der Bahn v. Lorient n. Brest. M. 1:250.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 7. Neue Londonbrücke. M 1.100.

Abb. 23 u. 24. Strompfeiler der Elbbrücke bei Harburg.

Abb. 23 M 1:200.

0,95

3,9

9,4

Gew. Fluth

Gew. Ebbe

Abb. 22. Betonfangdamm als Tl des endgültigen Baues. M. 1:200.

Abb. 24 Grundriss.

1,1

Abb. 21. Anwendung von Schrägpfählen. M. 1:200

N.W.

ubrüe

200

Abb. 26. Quaimauer in Rotterdam. M 1:200

Sp. Fluth

Gew. H.W.

Gew. N.W.

5,60

163

160

Sinkstücke

Weicher Boden

18 m lang

1,8

Schutzwand

Absteckungs-Gerüst

Lith.

Verlag v Wilhelm Engelmann, Leipzig

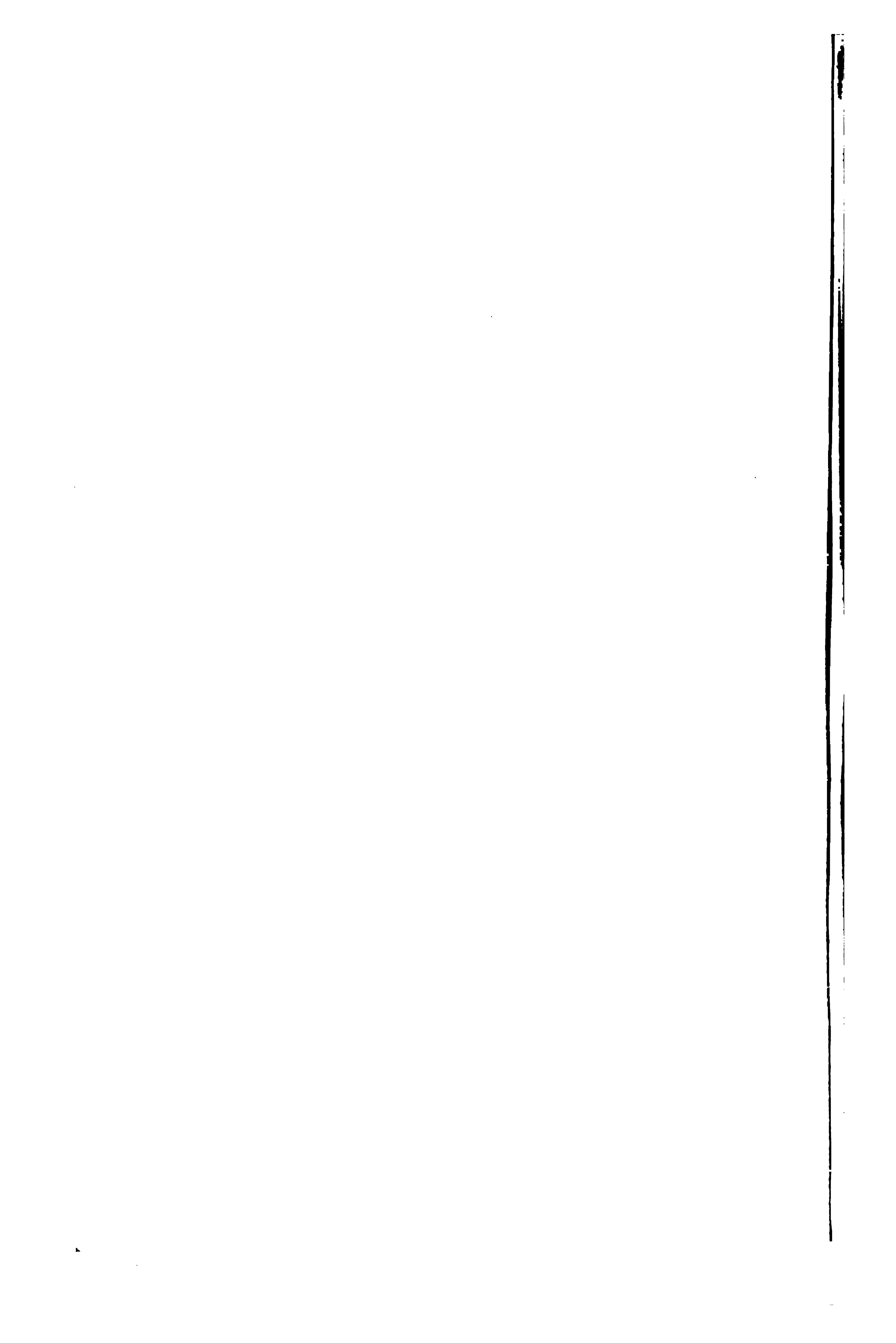


Abb. 12. Brunnensenkung nach Schmidthauer.

Abb. 13-16. Brunnensenkung mittels Druckwasser im Hafen von Calais.

Abb. 13.

Abb. 14. M. 1:500.

Höchstes H.W. + 8,25
Mittl. H.W. bei Springfl. + 7,0
Gr. H.W. + 5,0
Gr. N.W. + 0,72
N.W. + 0,0
Beton mit Mörtel aus Portland-Cement
Beton mit Mörtel aus hydraul. Kalk.

Abb. 15. Grundrifs.

Blech

Abb. 16.

Rohr d. Saugpumpe
" " Druckpumpe

b. 11. Quaimauer
Hafen zu Boston.

M.N.W.
15 m unter M.N.W.
6,1 m unter M.N.W.

Abb. 11ª Grundrifs

Abb. 17-22. Brunnengründung des Schütthaldepfeilers der Kornhausbrücke in Bern.

Abb. 19. M. 1:150. Abb. 21.

Abb. 18.
Schnitt n. a-b

Auffüllung
Sandiger Lehm
Kies

Abb. 20. Grundrifs.
Schnitt nach A-B.

Abb. 22. Grundrifs.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 15 u. 16. Sereth-Brücke in Rumänien.

Abb. 16. M. 6:1000.

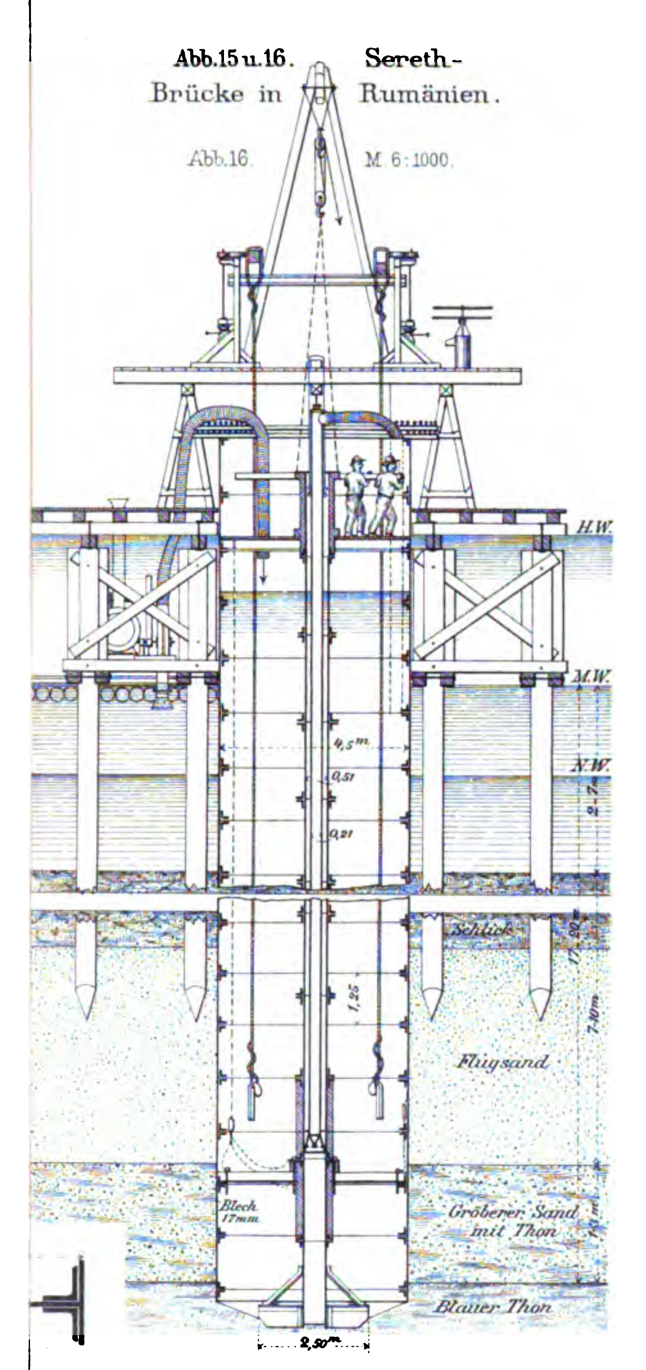


Abb 18. Grundrissanordnung. M. 0,0032.

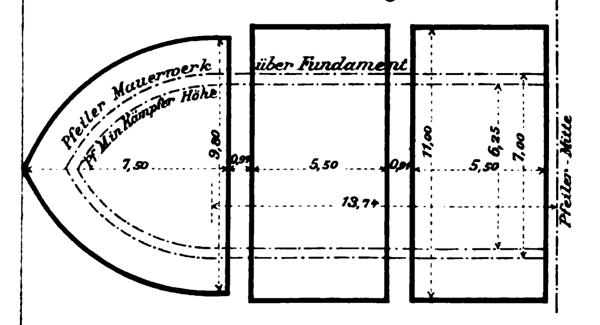


Abb. 17-20. Gründung der Blackfriarsbrücke zu London.

Abb. 19. Querschnitt. M. 0,0075.

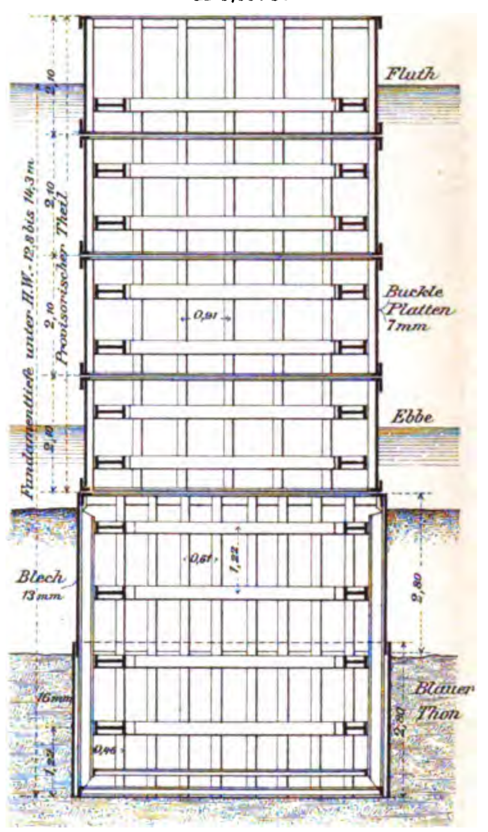
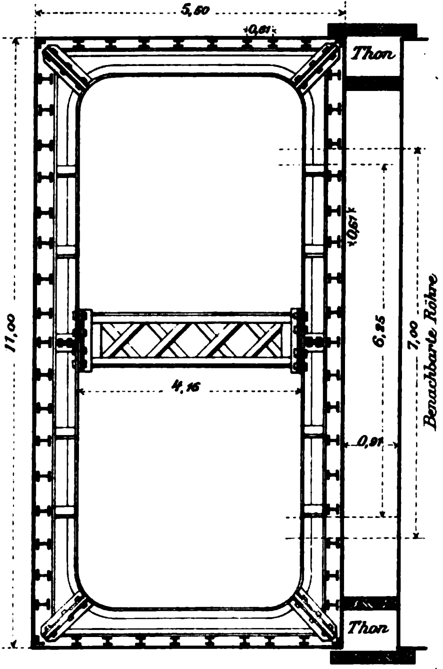
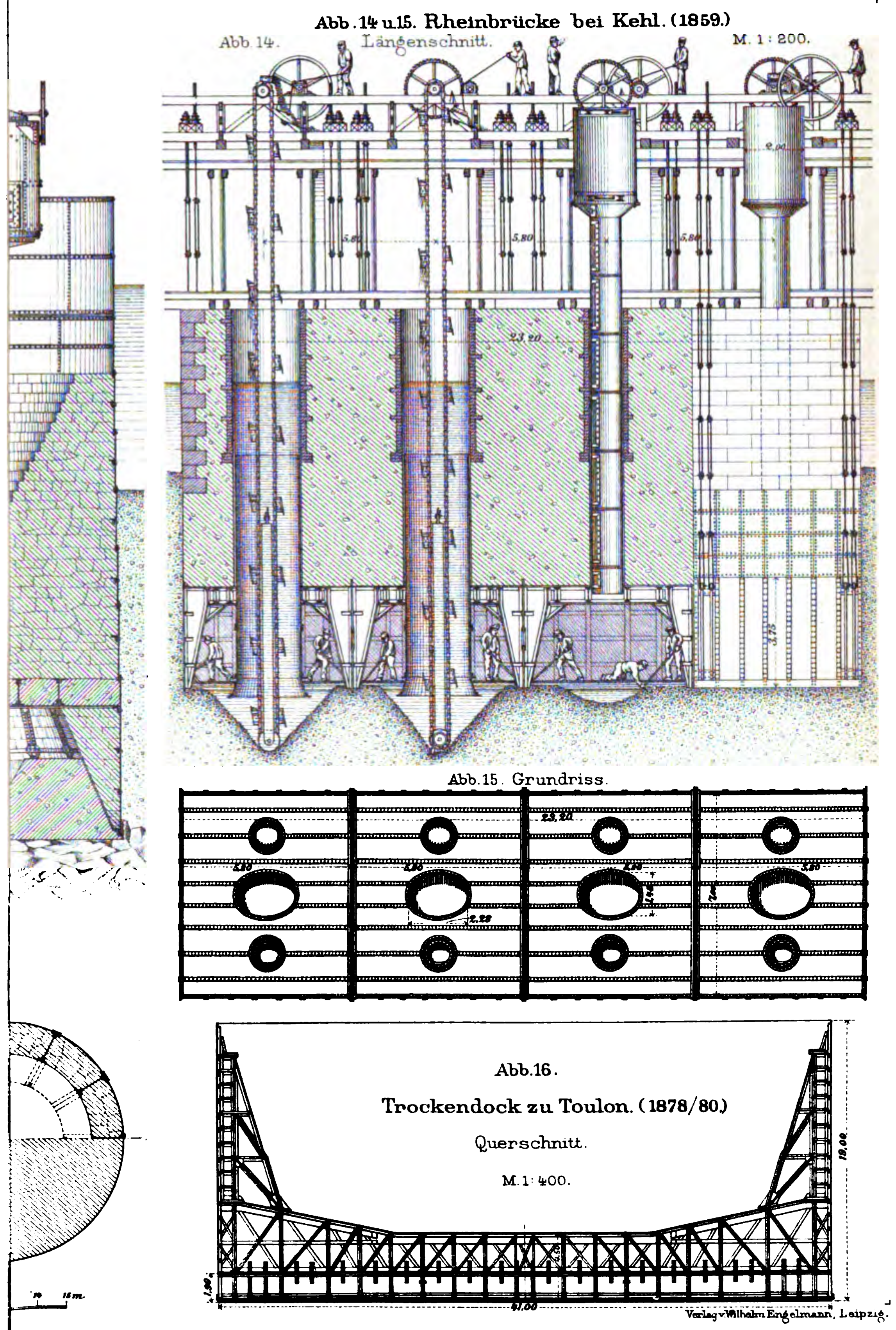


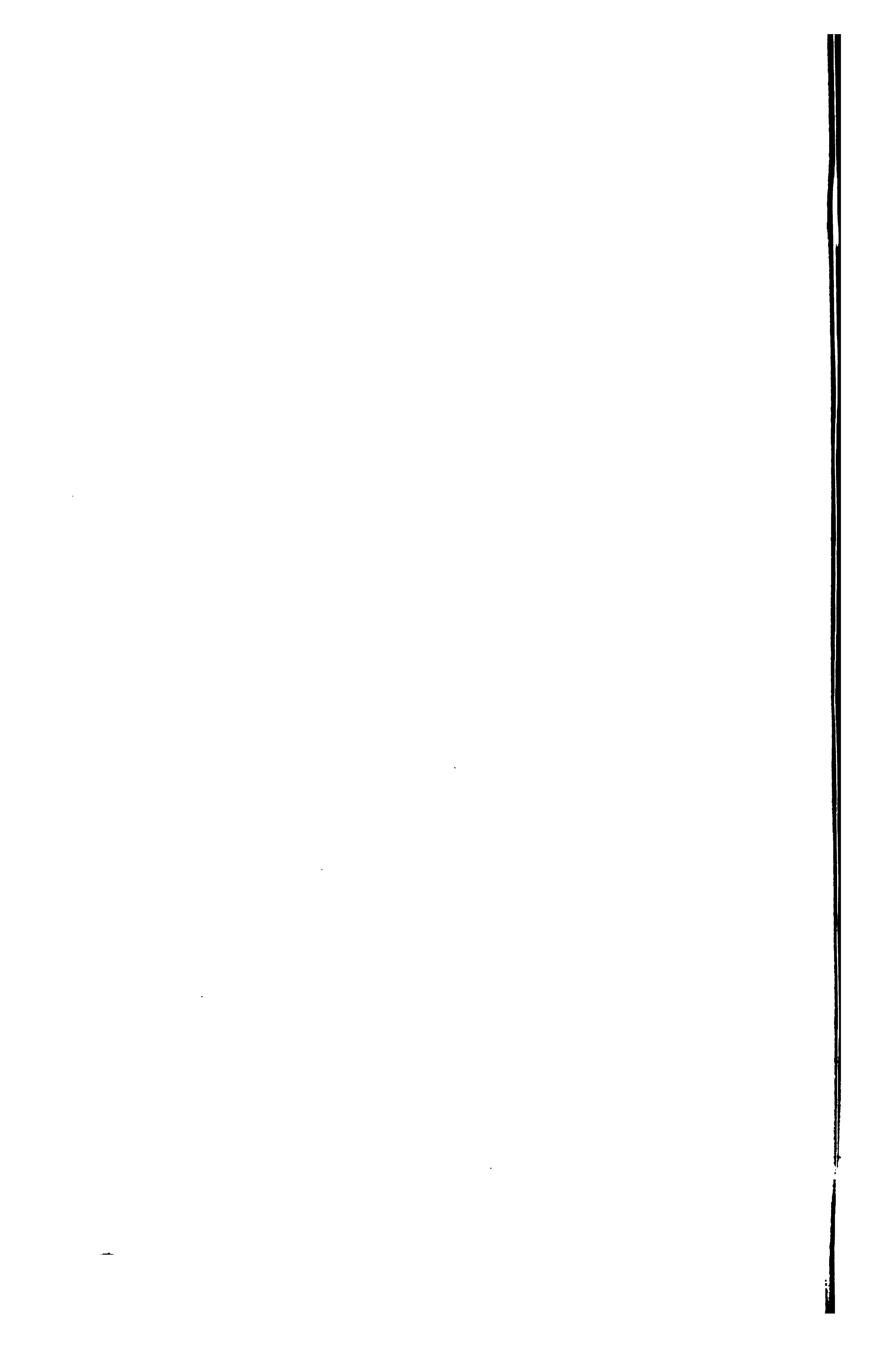
Abb. 20. Grundriss.



Verlag v. Wilhelm Engelmann Leipzig

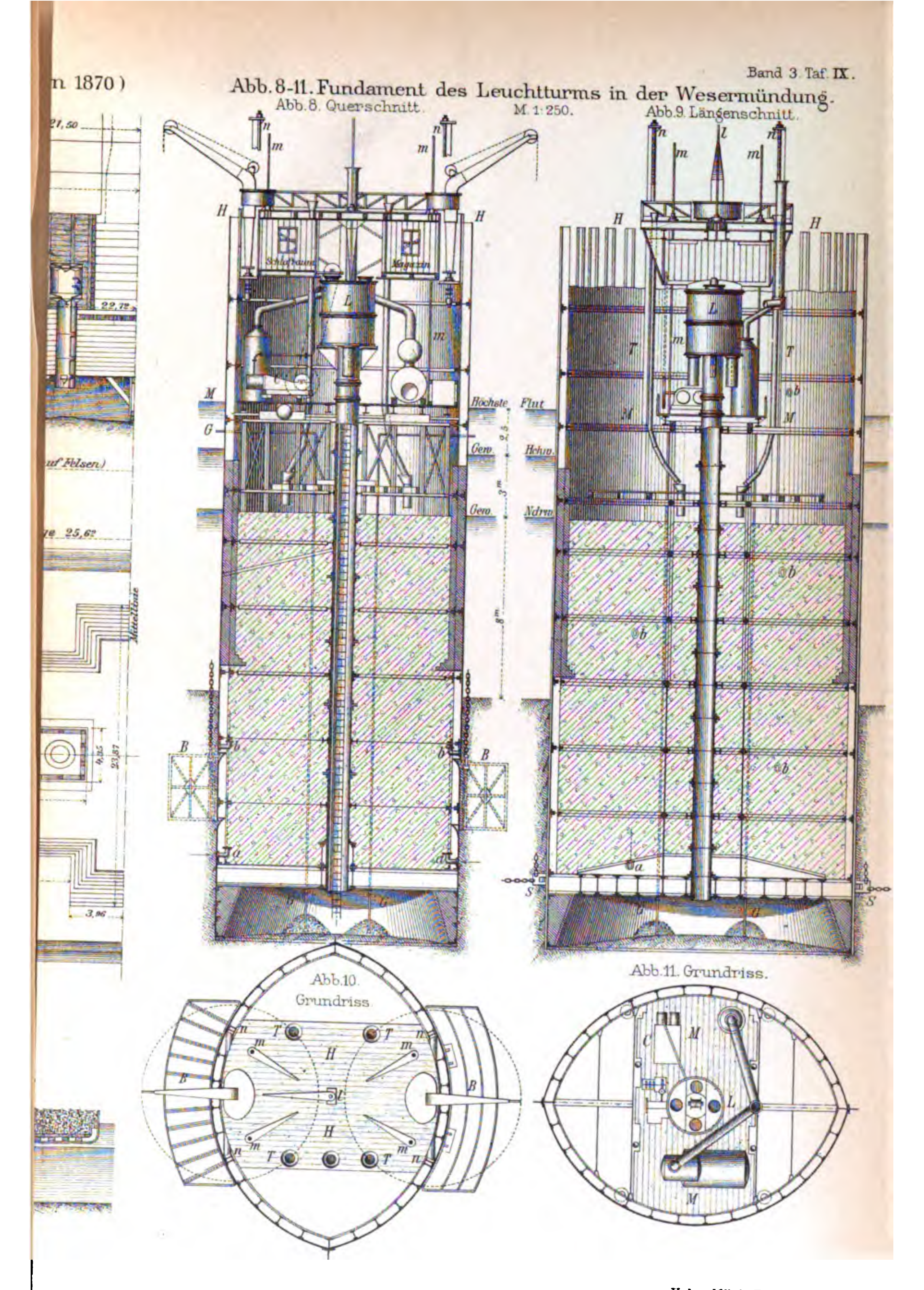


Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



n 1870)

Abb. 8-11. Fundament des Leuchtturms in der Wesermündung.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 14-17. Schleuse von Klein, Schmoll und Gärtner.

M. 1 : 40.

Abb. 14.

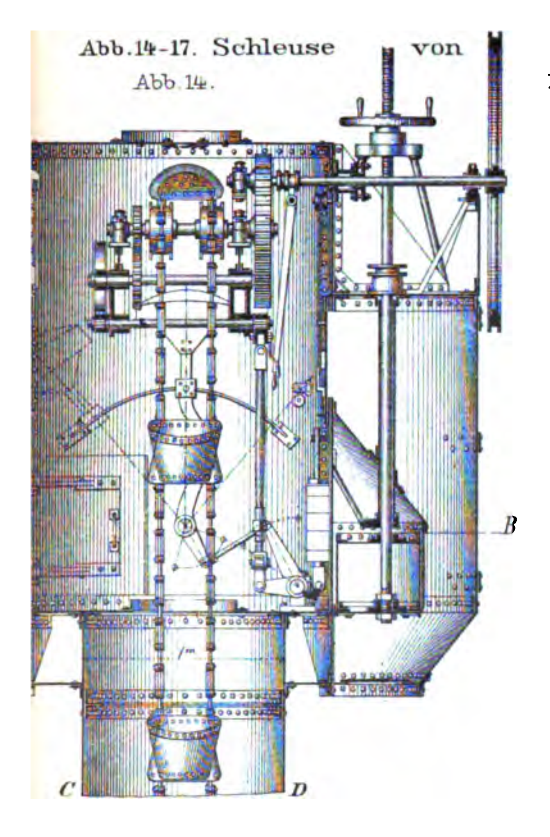


Abb. 15.

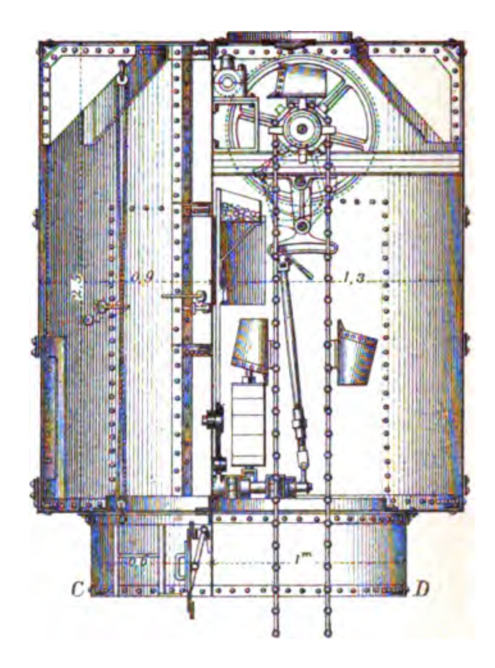


Abb. 16. Schnitt A-B.

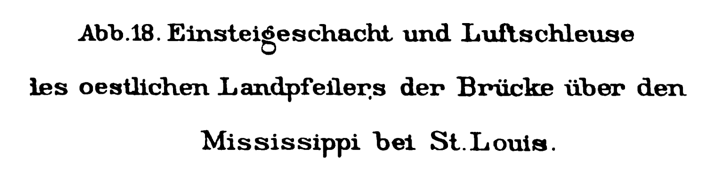


Abb. 18. Einsteigeschacht und Luftschleuse les oestlichen Landpfeilers der Brücke über den Mississippi bei St. Louis.

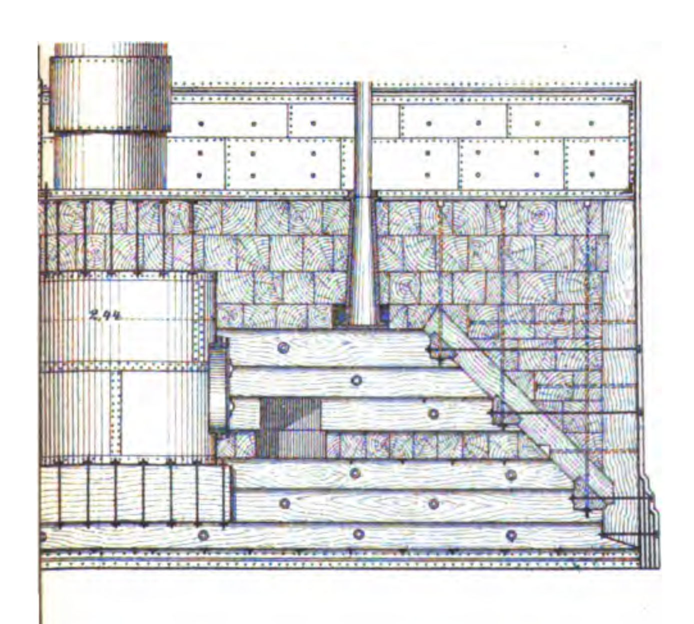
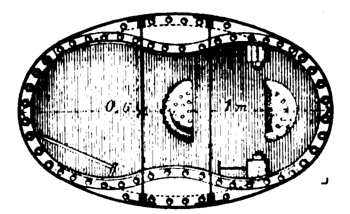
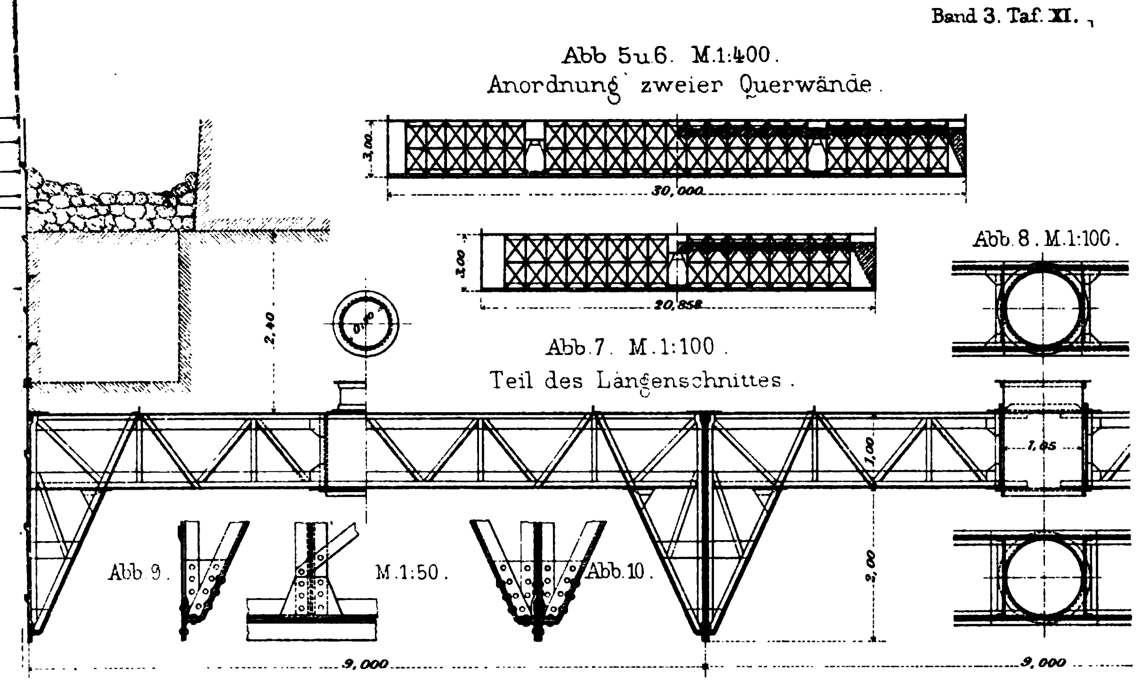


Abb. 17. Schnitt C-D.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



...t **cd** (s. Abb 19)

2,018
1,068
1,009
1,009
0,941
0,941
1,130
2,000
4,100
1,600
4,021

Abb. 21. Schnitt **ab.** (s. Abb. 19.)

0,700
1,050
8,000
1,250
0,10
0,10
2,250
5,500

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Brücke bei Luzern. Caisson des rechtsseitigen Widerlagers.

M. 1:60. Abb. 9 Längenschnitt. M. 1:60

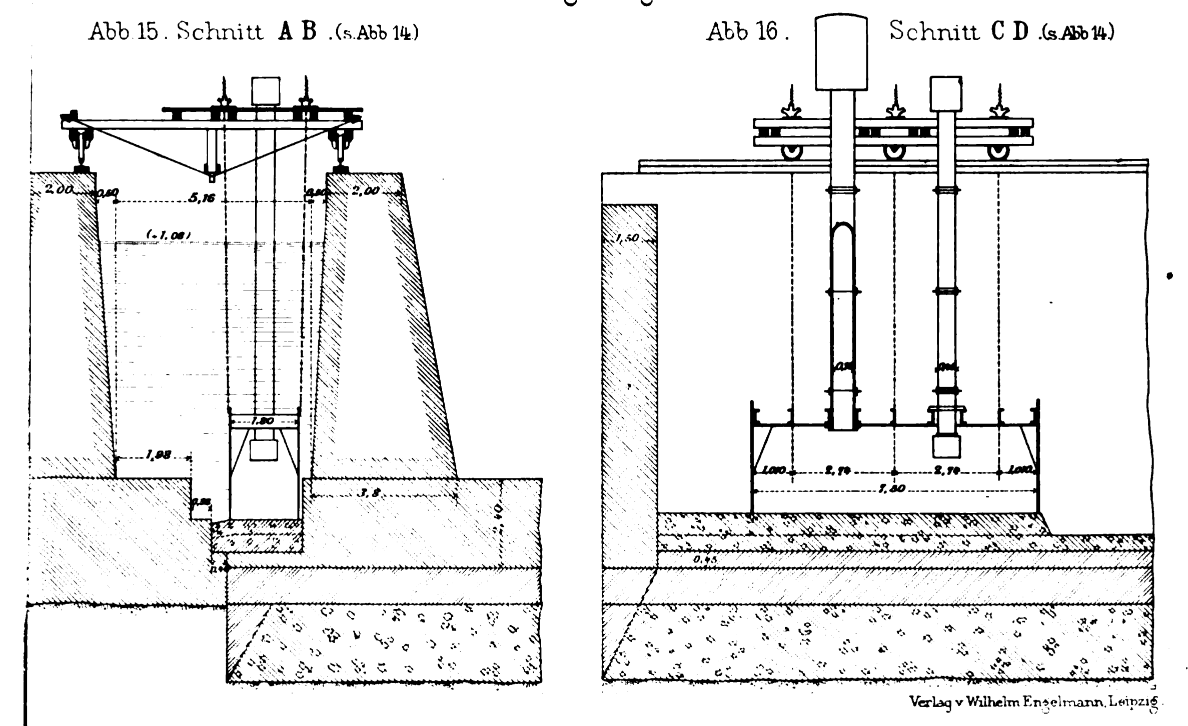
Abb. 10. Grundrissteil. M. 1:60

Abb. 11. Schneide. M. 1:15

Abb. 14-16. Hafen von Livorno. Verlängerung des Trockendocks. M. 1:200.

Abb. 15. Schnitt A B. (s. Abb. 14)

Abb. 16. Schnitt C D. (s. Abb. 14)



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

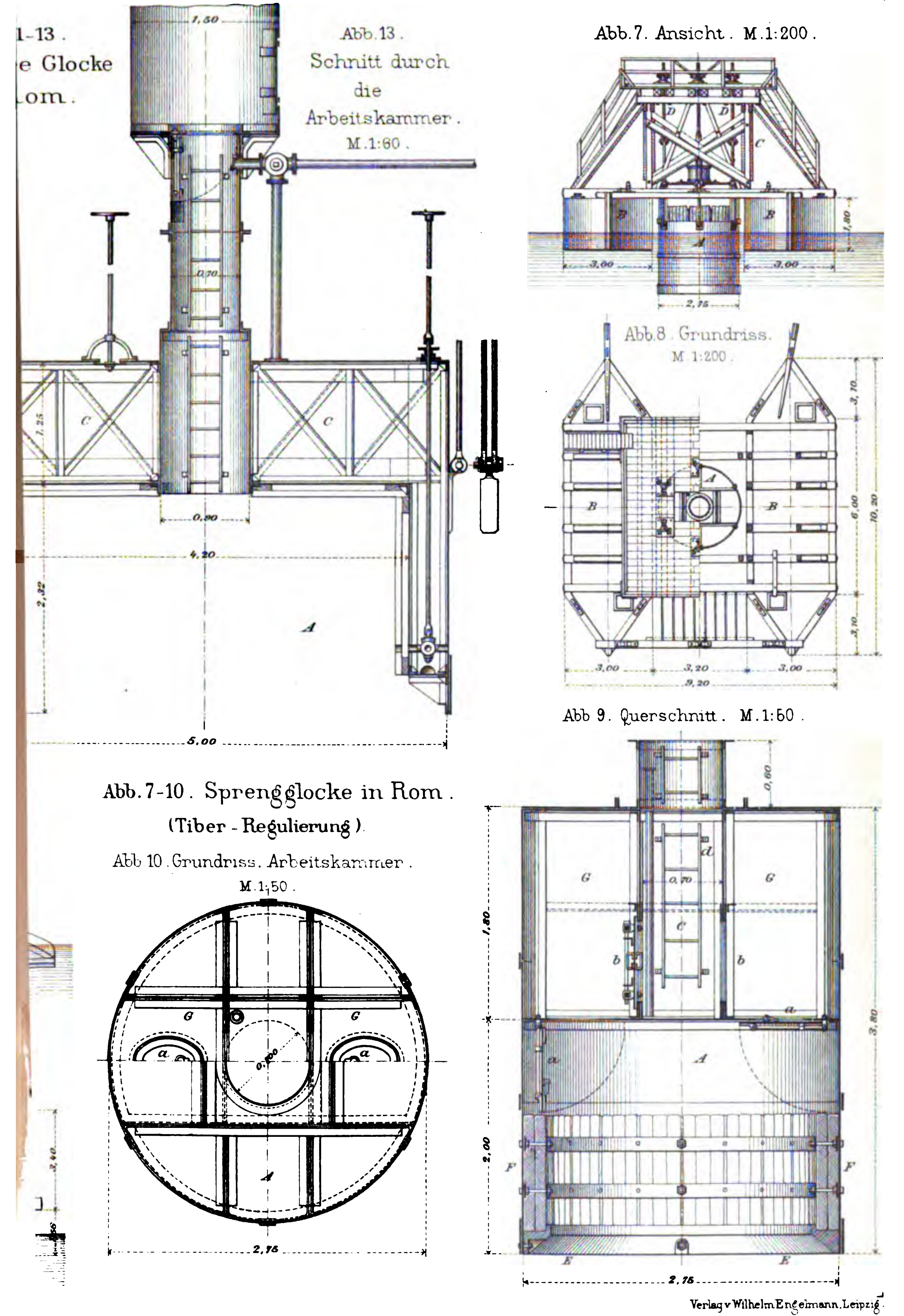
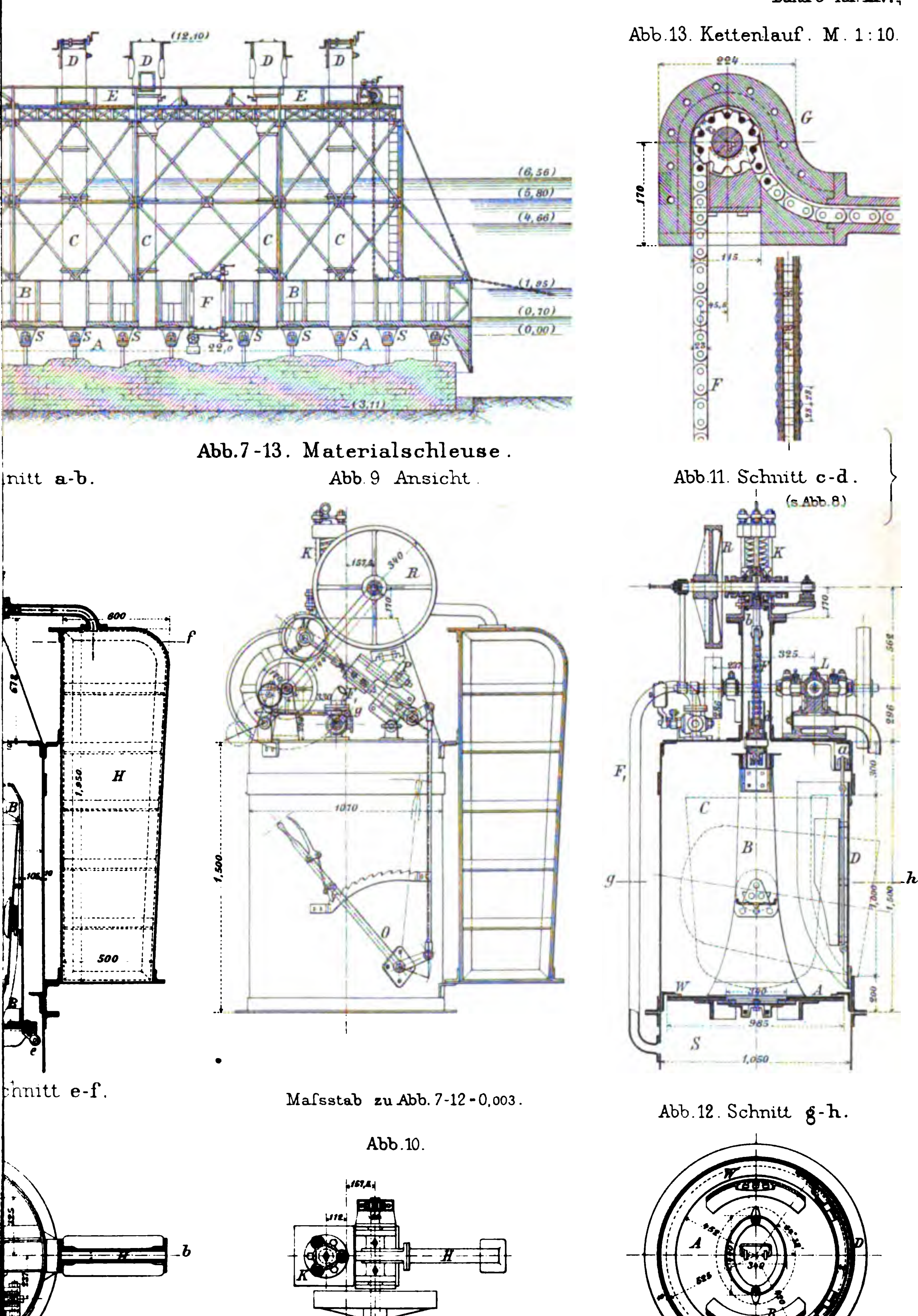


Abb. 7-10. Sprengglocke in Rom. (Tiber-Regulierung).

Verlag v Wilhelm Engelmann, Leipzig.


Abb. 13. Kettenlauf. M. 1:10.
Abb. 7-13. Materialschleuse.
nitt a-b.
Abb. 9 Ansicht.
Abb. 11. Schnitt c-d.
(s. Abb. 8)
chnitt e-f.
Mafsstab zu Abb. 7-12 = 0,003.
Abb. 10.
Abb. 12. Schnitt g-h.